

平成 28 年度修士論文

既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の
基礎と地盤を考慮した解析的耐震性能評価

首都大学東京大学院 都市環境科学研究科 建築学域
15886421 野仲 論

指導教員 高木 次郎

目次

第 1 章 はじめに

1.1 背景

1.2 目的

1.3 震災での既存 WPC 構造集合住宅建物の被害状況

第 2 章 検討対象建物の概要

第 3 章 既往研究による 2 次元解析モデルの概要

第 4 章 基礎と地盤を考慮した静的増分解析

4.1 直接基礎の場合の張間方向と桁行方向の静的増分解析

4.1.1 直接基礎建物の基礎構造の概要

4.1.2 直接基礎モデルの概要とばねのモデル化

4.1.3 解析結果

4.2 杭基礎の場合の張間方向の静的増分解析

4.2.1 杭基礎建物の基礎構造と地盤の概要

4.2.2 杭基礎モデルの概要とばねのモデル化

4.2.3 解析結果

第 5 章 基礎と地盤を考慮した地震応答解析

5.1 地震応答解析のフローと解析基礎条件

5.2 SR モデルの概要と上部構造の非線形ばねの履歴特性の設定

5.3 直接基礎の場合の張間方向の地震応答解析

5.3.1 地盤ばねの概要と地盤の等価線形解析

5.3.2 地盤ばねの算出

5.3.3 解析結果

5.4 杭基礎の場合の張間方向の地震応答解析

5.4.1 地盤ばねの概要と地盤の等価線形解析

5.4.2 地盤ばねの算出

5.4.3 解析結果と杭応力評価

5.5 液状化層を含む地盤に立地する杭基礎の場合の張間方向の地震応答解析

5.5.1 液状化地盤の等価線形解析と応答スペクトル法

5.5.2 解析結果と杭応力評価

5.6 新設開口時の地震応答解析

第 6 章 まとめ

第1章 はじめに

1.1 背景

既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート（WPC）構造集合住宅建物は、高度経済成長期に日本全国に大量に建設され、今なお良質な構造躯体と高い耐震性能を保持している。しかし、その画一的な住戸プランや非バリアフリーなどの問題により、現在の多様な住要求に適合していない。そこで、同建物の躯体改修を伴う有効活用の実現を目的として、著者らは標準設計された既存WPC構造集合住宅建物の耐震性能を評価してきた。具体的には、張間方向と桁行方向の2次元の静的増分解析モデルを作成して、建物の崩壊形と保有水平耐力を評価し、さらに、プレキャスト鉄筋コンクリート（PCa）耐震壁板に開口を新設した場合について評価した¹⁻⁵⁾。静的増分解析モデルでは、WPC構造建物の耐震壁を弾性線材に、接合部を弾塑性ばねに置換した。水平接合部の引張方向の復元力特性は、実大要素引張実験を行い、同結果を用いて設定した²⁾。また、鉛直接合部の復元力特性は、既往研究の分析により設定した³⁾。静的増分解析結果により、張間方向の崩壊形は連層壁間の鉛直接合部のずれに伴う連層壁のロッキングであり、桁行方向の崩壊形は壁梁の曲げ降伏が主体の全体降伏であることを確認した。これらの解析結果は、いずれも基礎を固定とした場合の解析によるものである。

1.2 目的

既存 WPC 構造集合住宅建物の耐震性能は高く、過去の大地震でも上部構造の損傷は比較的軽微である。既往研究でも基礎を固定とした場合の静的増分解析により上部構造の高い耐震性能が示されている。一方、実被害の中には基礎の損傷例がいくつか報告されており、直接基礎の場合には梁間方向の地震力に対する基礎の浮き上がりも確認されている。また、杭基礎の場合には杭のせん断破壊も発生している。これらは建物の支持力を低下させ、建物の耐震性能に影響を及ぼし得る損傷や挙動である。従って、既存 WPC 構造集合住宅建物の改修活用実現のための技術整備においては、基礎と地盤を考慮した解析による上部構造と基礎の応答および損傷の特徴と傾向を把握することが望ましい。そこで、まず静的増分解析により張間方向と桁行方向の基礎と地盤を考慮した場合の建物の保有水平耐力と地震時の挙動の特徴を評価し、基礎を考慮しない場合の著者らの既往研究結果と比較する。さらに、同結果を踏まえた上で、既存 WPC 構造集合住宅建物の地震応答解析を行うことにより、実被害と類似した挙動となることを確認する。

一般に基礎と地盤を考慮した解析では、SR モデルや Penzien モデルによる応答評価法が用いられる。WPC 構造建物の応答評価に関する研究として、徳宏ら⁶⁾は既往実大実験結果を参考に多質点系の振動モデルを作成し、基礎を固定とした時刻歴地震応答解析を行った。現場打ちコンクリートによる壁式鉄筋コンクリート (WRC) 構造建物の応答評価に関連しては、稲井ら⁷⁾が 5 階建て WRC 構造建物を対象に、1 自由度の連成系モデル (SR モデル) による限界耐力計算に準じた大地震時の応答評価を行った。同文献では基礎形式に応じた評価が行われているが、杭基礎の場合は地盤ばね値を増減させたパラメータ解析によるものである。平石ら⁸⁾は性能評価型設計のための等価線形化法で重要な履歴減衰定数と建物の高さ方向の変形分布についての検討を行った。

壁式構造の既往研究では、建物を質点系モデルに置換した応答評価は行なわれているが、質点系モデルでは WPC 構造建物の地震時特有の接合部の挙動や連層壁間のずれによるロッキングの挙動を適切に評価することが難しく、同モデル化による解析が必ずしも適切とは言えない。そこで、本研究では著者らが構築した静的増分解析モデルを参考に、接合部の非線形挙動と損傷を評価できる上部構造のモデルを構築し、上部構造と地盤ばねを含む基礎構造で構成される 2 次元の連成系モデル (SR モデル) により大地震時の時刻歴地震応答解析を行う。基礎形式として直接基礎と杭基礎を想定し、杭基礎については応答変位法による杭応力評価で杭の損傷を確認する。基礎と地盤を考慮した静的増分解析結果と合わせて、地震応答解析による結果を整理し、既存 WPC 構造集合住宅建物の改修活用の実現を促進させるための一助とする。

1.3 震災での既存 WPC 構造集合住宅建物の被害状況

ここでは、震災時における WPC 構造集合住宅建物への被害状況を整理する。阪神大震災における同集合住宅建物への被害状況⁹⁾を整理する。階段室型と確認できた WPC 構造集合住宅建物の被害について表 1 に記す。同建物においては、地割れや地盤沈下などの地盤による影響が大きく、地震動による直接の被害はあまり見られなかった。壁梁のせん断ひび割れも一部生じていたが、耐力壁や屋根板などの鉛直接合部、水平接合部に目開きが確認されていた。著しい地割れの発生した団地 F の 4 号棟では、基礎構造が東西方向に切れ、不同沈下が生じていた。上部構造は、戸境壁の鉛直接合部にプレキャスト部分の全高さに渡る目開きがあり、底から床まで被害が生じていた(図 1)。また、階段室では図 2 に示すように、踊り場が壁板と離れていた。接合部で目開きが発生するため、WRC 構造と比較して開口部周りのひび割れはあまり生じていなかった。団地 I では、一部の住棟 (B・C 号棟) で階段室の接合部の目開きが確認された。目開きが確認されていない住棟 (A 号棟) よりも沈下量が小さいことから、階段室の接合部の目開きによって不同沈下が吸収されている事が確認されている。

WPC 構造集合住宅建物では壁板等の接合部からのひび割れが多いことを確認した。また、基礎部分の被害が、被害のほとんどを占める場合が多く、全体としては無被害、被害軽微と判定されている住棟が多かった。図 3 には既往文献の被害調査¹⁰⁾による 4 階建て WPC 構造集合住宅建物の杭の損傷状態を示す。同調査では、杭頭部での損傷が大きいことが報告されている。

表 1 WPC 構造の被害状況

団地	被害	供用開始年
F	地割れにより、基礎立ち上がり部で桁行方向にせん断ひび割れ・破壊。戸境壁の鉛直接合部にプレキャスト部分の目開き。	不明
G	既存棟 (WRC 造) が均等沈下したことによる屋根底部分の破損。増築棟 (WPC 造) には構造上の被害なし。	1966 年 (既存棟) 1985-87 年 (増築棟)
H	鉛直接合部のプレキャスト板と接合部に目開き。開口部壁梁にせん断ひび割れ。	不明
I	(地震時ではない) 建物沈下によるひび割れ。階段室目開きによる沈下抑制。	不明
J	地割れに伴う沈下により、屋根板・壁同士の接合部・階段室踊り場ブラケット受け等で目開き。	不明
K	雁行部を有する建物の上に被害。基礎梁上部に局部圧壊。	不明

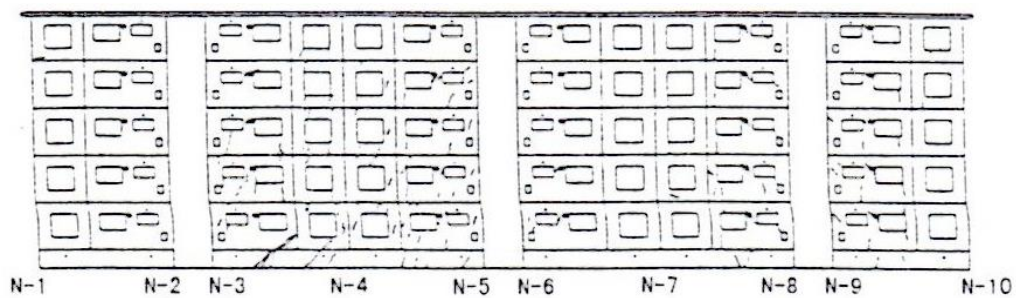


図 1 団地 F(WPC) ひび割れ発生状況



(a) 接合部の破損状況



(b) 階段室の壁板と段板の開き

図 2 団地 F(WPC)被害写真

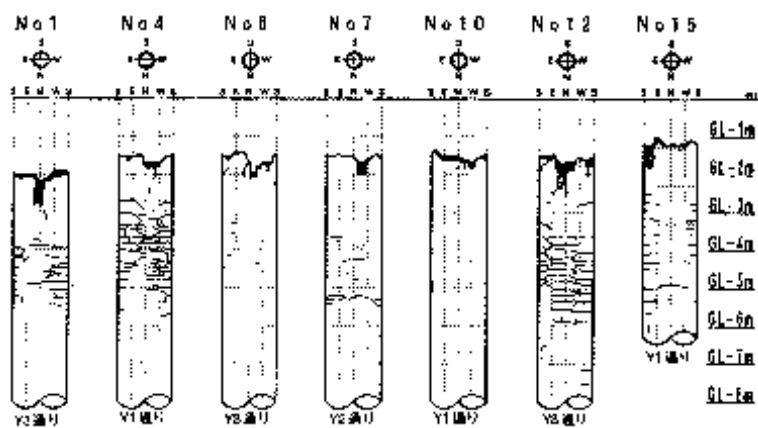


図 3 杭の損傷状態

第2章 検討対象建物の概要

図4に対象建物の基準階平面図を示す。同一階内の住戸を連結する共用廊下は存在せず、3つの階段室の両側に1住戸ずつ配置されている。桁行方向の長さは40.5m、張間方向は7.5m、1住戸あたりの桁行方向の長さは6.75mである。桁行方向をX方向、張間方向をY方向とすると、一般的な既存集合住宅では、壁量の違いからX方向の耐震性能の方がY方向のそれよりも低くなる。

対象建物の一住戸分の PCa 板の構成を図 5 に、水平接合部および鉛直接合部の詳細を図 6 および図 7 に示す。上下階の PCa 耐震壁板は図 6 に示すセッティングベース(SB)と呼ばれる水平接合金物により接合されている。水平接合部では折り曲げた接続筋をフレア溶接した鋼板組物が PCa 壁板に埋設されており、鋼板同士が現場溶接接合されることで一体化される。基礎梁と壁板との接合には水平接合部が用いられている。また、平面上直交する耐震壁の交点および階段室脇の耐震壁には、鉛直方向に床スラブレベルを貫通する 1 本の鉄筋(鉛直接合筋)が配されている(図 7)。水平接合部と鉛直接合筋は上下階耐震壁間の離間抑制に寄与する。耐震壁板の側面にはシアコネクタが設けられており、壁板側面から突出した水平方向の鉄筋(差筋)が相互に溶接され、鉛直接合筋と一体にコンクリートが充填されることで平面的に隣接する壁板同士の鉛直方向のずれが抑制される構造になっている。また、鉛直接合部の後打ちコンクリート内の鉛直方向の鉄筋(図 5, 7 の c, e, f 部)および B 通り構面 PCa 壁板に埋設され上下の連続する壁板に接合される鉄筋(図 5, 7 の g 部)を鉛直接合筋と呼ぶが、この鉄筋の基礎梁への定着および継手部でのフレア溶接は鉄筋の引張耐力を確保するのに十分な長さとなっている。

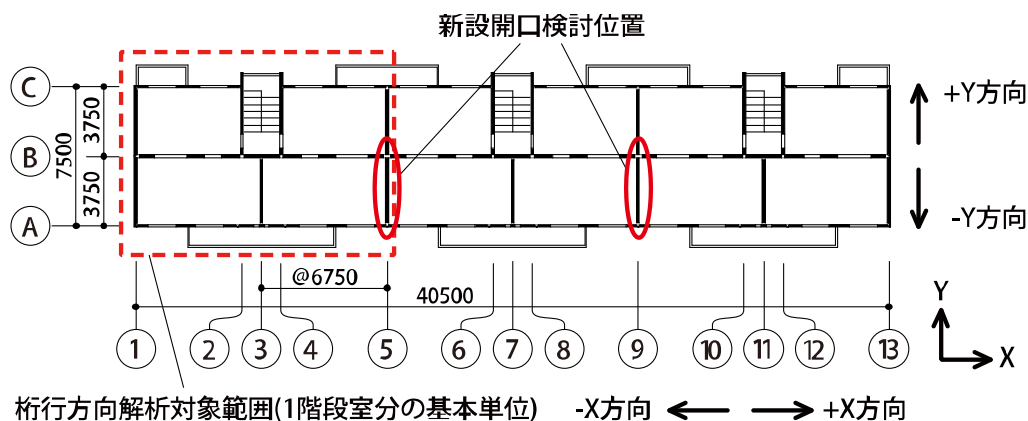


図4 検討対象建物の基準階平面図

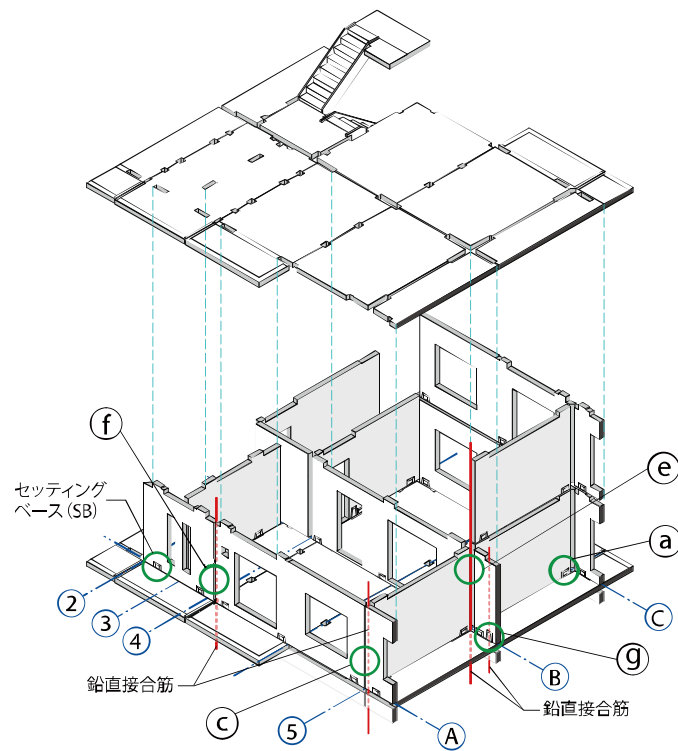


図 5 WPC 構造集合住宅の構成

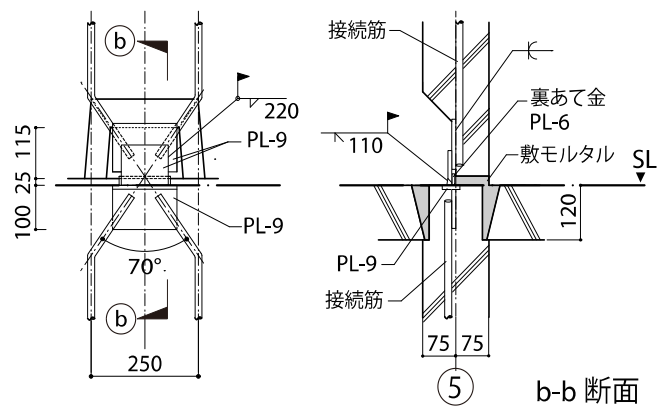


図 6 水平接合部 (図 5 の a 部詳細)

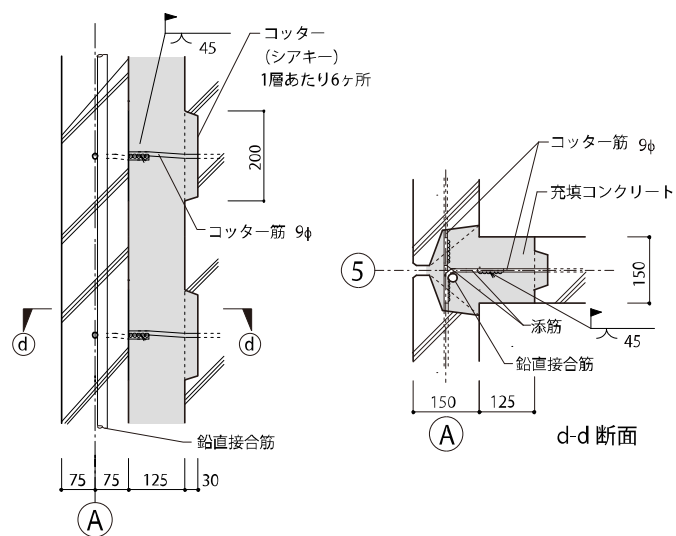


図 5 の c 部詳細

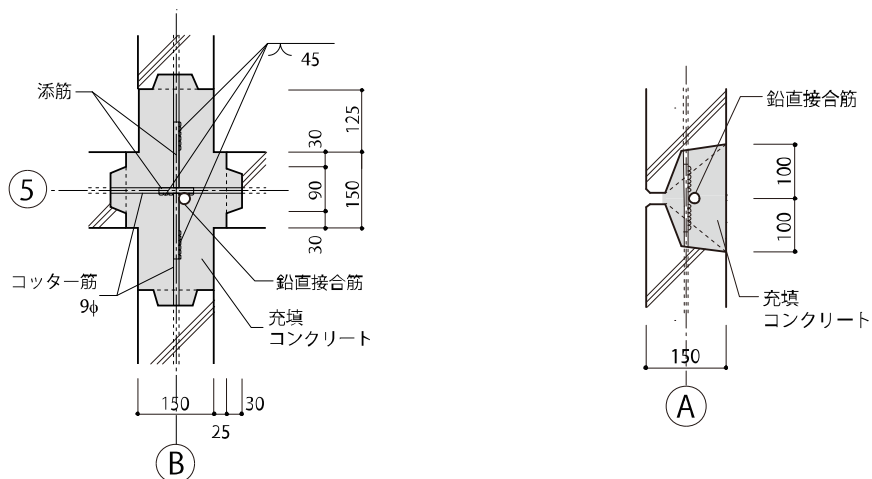


図 5 の e 部詳細

図 5 の f 部詳細

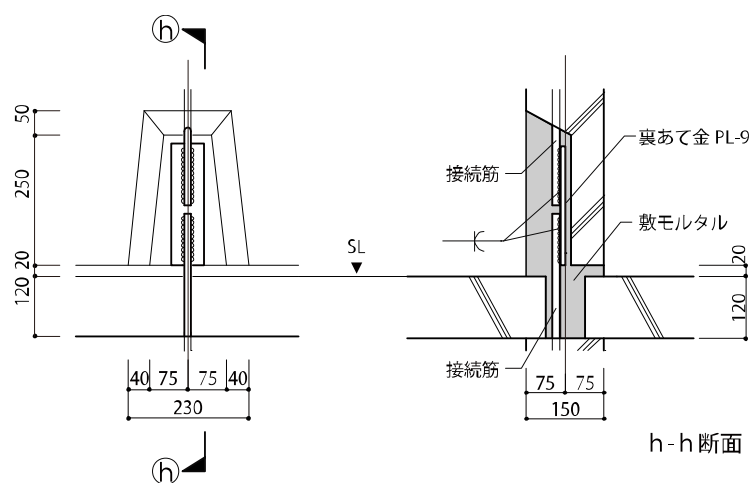


図 5 の g 部詳細

図 7 鉛直接合部

図 8 検討対象建物の張間方向軸組図

同一軸組	1, 13 通り	2, 4, 6, 8, 10, 12 通り	3, 7, 11 通り	5, 9 通り
同一軸組数	2	6	3	2

図9に桁行方向の軸組図を示す。A通りとB通り構面は各階3枚のPCa壁板で構成され、C通り構面は階段室の開口があり、2枚で構成されている。整理のため、開口脇の壁および梁について、図中2階と4階部分に符号を表記した。これらは各階共通である。図10には桁行方向の腰壁(壁梁)の断面を示す。

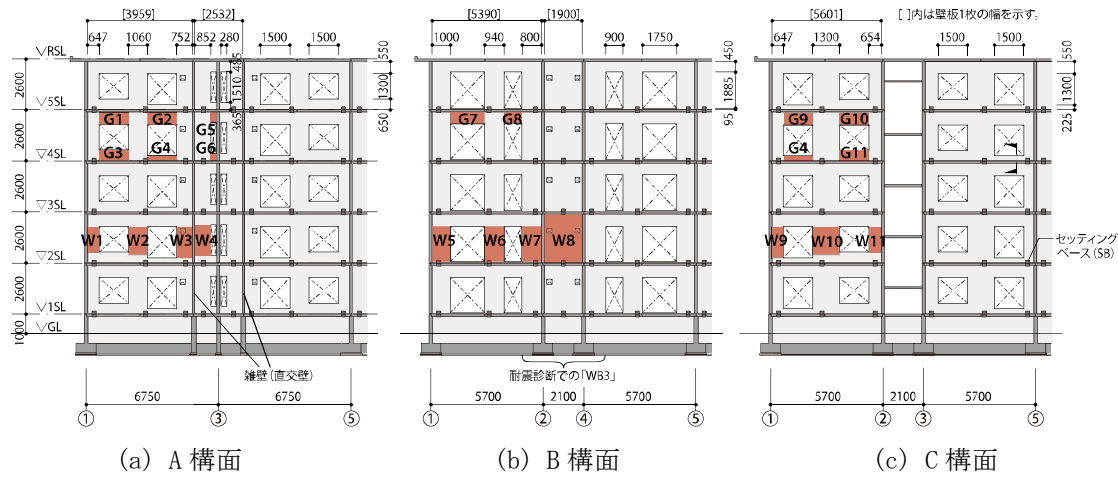


図9 検討対象建物の桁行方向軸組図

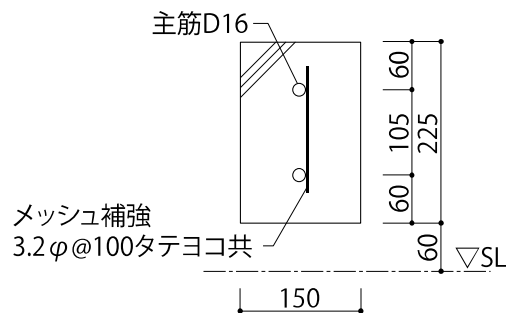


図10 G4 壁梁断面

表 3 SB の接続筋と鉛直接合筋の配筋タイプと鉄筋径

12

第3章 既往研究による2次元解析モデルの概要

本章では、既往研究による張間方向と桁行方向の2次元解析モデルの概要を述べる。建物の上部構造の張間方向(図4中のY方向)と桁行方向(図4中のX方向)の静的増分解析モデルの概要を図12と図13に示す。いずれも各方向の構面から構成される2次元モデルである。張間方向解析モデルでは、建物内の同一形状架構を1架構に集約した。桁行方向解析モデルでは、1通りと5通りまでの1階段室単位を扱った(図4)。既存建物の単位面積あたり重量(固定荷重+積載荷重)は、一般階で 8.2kN/m^2 、R階で 5.6kN/m^2 であり、地震荷重を A_i 分布で与えた。剛床を仮定し、各階の水平変位を等しくした。

耐震壁は上下辺部に剛材を有する弾性線材に置換した。桁行方向の壁の住居開口上部および下部の壁梁と開口脇の壁柱は弾性線材に置換し、壁梁と壁柱が直交する部分は剛材とした。開口上部の壁梁は部材軸位置に設け、下部の壁梁は壁要素下部の水平剛材位置に設けた(図13)。解析モデル中の耐震壁および境界梁は、同一架構数倍の幅を有する断面とした。耐震壁のコンクリート強度は耐震診断¹¹⁾による下限値の 27N/mm^2 とし、ヤング係数は同強度に準じて 25.7kN/mm^2 と算出した¹²⁾。張間方向解析モデルでは、同方向の壁に対して直交する壁(直交壁)は耐震壁の曲げ変形に寄与する有効幅¹¹⁾と壁厚を有する長方形断面の弾性線材に置換した。一方、桁行方向解析モデルにおける直交壁(張間方向の壁)は各構面間の1/2の壁幅と壁厚を有する長方形断面の弾性線材に置換した。

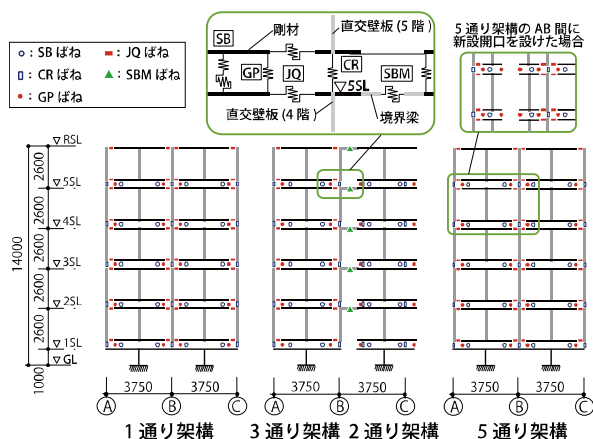


図12 張間方向の解析モデルの構成

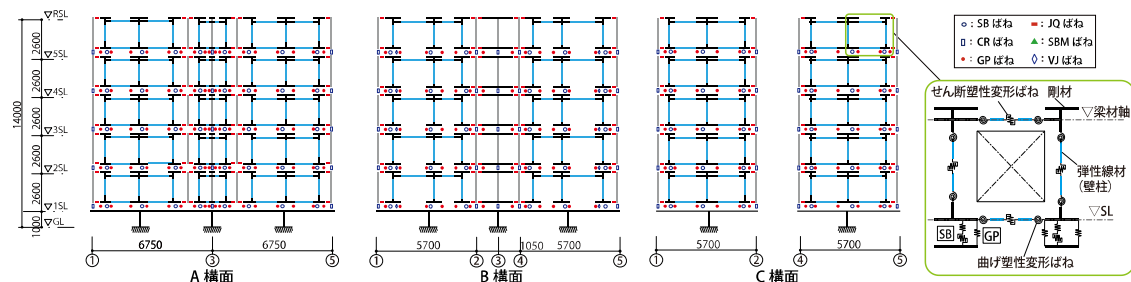


図13 桁行方向の解析モデルの構成

水平接合部と鉛直接合部は弾塑性ばね(SB ばねと JQ ばね)に置換した。SB ばねは上下階耐震壁の水平方向のずれと鉛直方向の引張に抵抗するばねで、JQ ばねは平面的に隣接する壁同士の鉛直方向の相対変位に対して抵抗するばねである。上下階耐震壁間の端部には、圧縮方向にのみ弾性高剛性の接触ばね(GP ばね)を設けた。上下階の直交壁間には、同壁中の水平接合部と鉛直接合筋の引張強度の累加である鉛直引張方向にのみ抵抗する弾塑性ばね(CR ばね)を設けた。図 5 中の既存住戸出入口上部の壁梁(以下、「境界梁」と呼ぶ)はせん断破壊することから、材中央にせん断塑性変形ばね(SBM ばね)を設けた。桁行方向の住居開口周りの壁梁と壁柱には材端と材中央に曲げ塑性変形ばねとせん断塑性変形ばねをそれぞれ設けた。各ばねの設定概要は表 4 の通りである。設定の根拠については著者らの既往研究¹⁻⁵⁾を参照いただきたい。なお、ばねの復元力特性は工学的に概ね妥当と考えられる設定の一例であり、一義的に決定されるものではない。

表 4 上部構造の各ばね設定の概要

名称	設定	
SB ばね	水平	SB ばねの水平方向のずれに対する復元力特性は、初期剛性が大きく、診断指針 ¹¹⁾ による水平接合部で連結された上下階耐震壁の長期軸力を考慮した終局せん断耐力 Q_{hu} を最大耐力とする完全弾塑性とした。
	鉛直 (図 14)	SB ばねの鉛直引張方向に対する復元力特性は、実大水平接合部引張実験 ²⁾ を参考に、最大耐力後負勾配を有するトリリニア型とした。第 1 折点と第 2 折点は、それぞれ水平接合部の接統筋の降伏点と破断点である。接統筋降伏時の鉛直変位は一律に 3mm とした。
VJ ばね	鉛直 (図 14)	鉛直接合筋の引張方向の抵抗を弾塑性ばね(VJ ばね)で評価し、その復元力特性は鉄筋の引張耐力を最大耐力とする完全弾塑性とした。
CR ばね	鉛直	CR ばねの復元力特性は SB ばねと VJ ばねの復元力特性の累加とした。図 16 には各方向解析モデルにおける CR ばねの位置を示す。
JQ ばね	水平/ 回転	JQ ばねの水平方向と回転方向の復元力特性は弾性高剛性とした。
	鉛直 (図 15)	JQ ばねの鉛直方向の復元力特性は原点对称のテトラリニア型であり、既往の実験データの比較により設定した ³⁾ 。第 1 折点である接合部へのせん断ひび割れ発生時のせん断耐力は最大せん断耐力の 1/3 とし、変位は 0.05mm とした。第 2 折点である最大せん断耐力 Q_{su} は参考文献 ¹³⁾ に準拠した。最大せん断耐力後の残留せん断耐力はコッター筋(差筋)のせん断耐力であり、最大せん断耐力の 27.7%とした。最大せん断耐力時変位 δ_{su} および残留せん断耐力時変位 δ_r はそれぞれ 1.5mm と 8mm とした。1 層あたり上下に 2 箇所 JQ ばねを設定し、それぞれに 1 層あたりの耐力の半分を与えた。
SBM ばね	せん断 (図 15)	SBM ばねの復元力特性は、既往実験 ¹⁴⁾ と著者らによる耐震壁実験 ¹⁾ を参考に設定した。復元力特性の概形は JQ ばねと同様である。SBM ばねの初期剛性は十分大きくし、第 1 折点はせん断ひび割れ点で、その時のせん断耐力は終局せん断耐力 Q_{su} の 1/3 とした。第 2 折点は終局せん断耐力点で、その時の部材角は 0.4%とした。最大せん断耐力後の負剛性は梁の弾性せん断剛性の -0.005 倍とし、残留せん断耐力は最大せん断耐力の 40%とした。
桁行 壁梁/柱 ばね ^{*1)}	せん断 (図 15)	せん断塑性変形ばねの復元力特性は SBM ばねと同様にテトラリニア型とした。最大耐力はせん断終局耐力 Q_{su} とし、参考文献 ¹²⁾ に準じて算出した。壁柱のせん断耐力算出における軸力は長期軸力を用いた。
	曲げ	曲げ塑性変形ばねの復元力特性は初期剛性が十分大きい完全弾塑性とした。最大耐力は曲げ終局耐力 M_0 とし、参考文献 ¹⁵⁾ に準じて算出した。壁柱の曲げ耐力算出における軸力は長期軸力を用いた。開口上部の壁梁の曲げ耐力については、壁板の上辺に凹凸があり床板とのずれに対する耐力が高いと考えられることから、床板との一体性を考慮した。床板の協力幅は壁梁の材軸方向スパンの 0.1 倍とした ¹²⁾ 。

※1)：図 9 に対応する各壁柱と壁梁の断面と配筋を表 5 と表 6 に整理する。

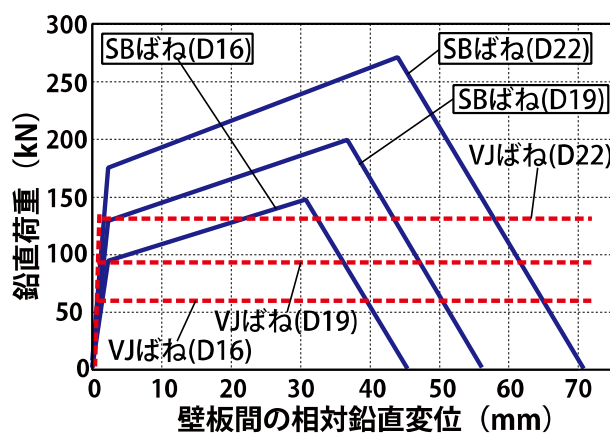


図 14 SB VJ ばねの復元力特性

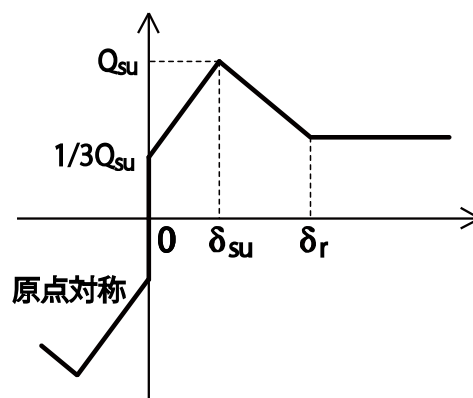


図 15 JQ SBM 壁梁/柱の復元力特性

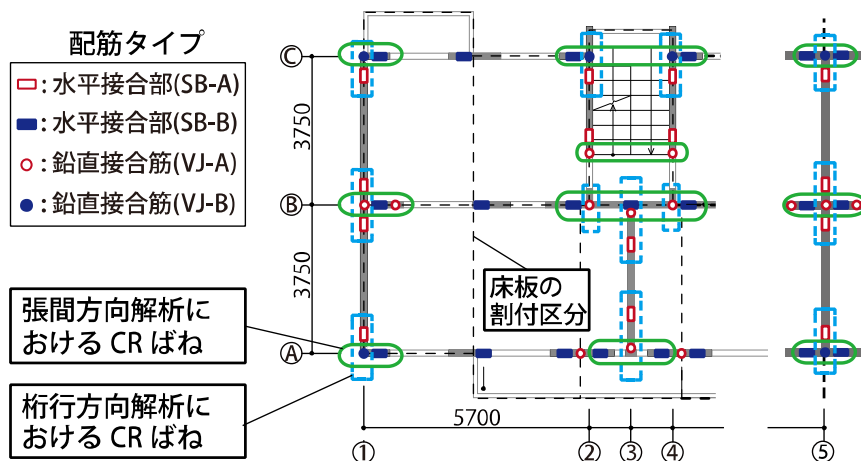


図 16 張間方向と桁行方向の解析における CR ばね位置

表 5 壁柱の断面寸法と引張鉄筋表

配筋※ ¹	W1	W2	W3	W4	W5	W6	W7	W8	W9	W10	W11
壁長さ※ ²	647	1060	752	852	1000	940	800	1900	647	1300	654
5 階	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D16	D16
4 階	D19								2-D16		
3 階									D16,D19		
2 階	D22					D19			D19		
1 階											

※1): 壁柱の引張鉄筋は左端と右端で同一である。せん断補強筋比は全壁柱共通で 0.33%(1-2F), 0.25%(3-4F), 0.21%(5F)である。※2): 全ての壁柱幅は 150mm である。

表 6 壁梁の断面寸法と引張鉄筋表

配筋※ ¹	G1	G2	G3	G4	G5	G7/G8	G9	G10	G11
せい※ ²	485	485	365	225	485	450	550	550	365
R 階	D16 4-9 φ 9 φ @200	D19 6-9 φ 9 φ @200	---	---	D16 2-9 φ 9 φ @200	D22 2-13 φ 13 φ @125 / D19 2-13 φ 13 φ @80	D16 6-9 φ 9 φ @200	D16 6-9 φ 9 φ @200	---
5 階	D19 13 φ 9 φ @200	D22 13 φ, 5-9 φ 9 φ @200	D16 ---	D16 ---	D16 2-9 φ 9 φ @200		D19 13 φ, 5-9 φ 9 φ @200	D19 13 φ 9 φ @200	D16 ---
4 階	D22 13 φ 9 φ @200	D22, D16 13 φ, 5-9 φ 9 φ @150	D19 ---		D22 2-9 φ 13 φ @150		D19, D16 13 φ, 5-9 φ 13 φ @200	D22 13 φ 13 φ @200	D19 ---
3 階		D22, D16 13 φ, 5-9 φ 13 φ 150	D22 ---		D22 2-9 φ 13 φ @100		D22, D16 13 φ, 5-9 φ 13 φ @150		9 φ @200
2 階		D22, D16 13 φ, 5-9 φ 13 φ 125	D22, D16 ---		D22, D16 2-9 φ 13 φ @70		2-D22 13 φ, 5-9 φ 13 φ @100	D22 13 φ 13 φ @150	D22 ---
1 階	---	---	D22, D16 ---		---	---	---	---	D22, D16 ---

※1): 上段は壁梁の引張鉄筋, 中段は壁梁上部のスラブ筋, 下段は壁梁のせん断補強筋を示す。壁梁の引張鉄筋は上端と下端で同一である。G6 梁は無筋コンクリート梁である。※2): 全ての壁梁幅は 150mm である。

第4章 基礎と地盤を考慮した静的増分解析

本章では、直接基礎と杭基礎の場合の基礎構造を含む建物の解析モデル(以下、「直接基礎モデル」と「杭基礎モデル」と呼ぶ)を作成し、建物の保有水平耐力と上部構造と基礎構造の損傷を静的増分解析により評価する。杭に対しては上部構造からの慣性力のみを考慮し、地盤変形の影響は考慮していない。ここでは、静的解析の範囲で基礎構造を含めた上部構造の挙動を評価し、基礎を考慮しない場合の既往研究結果と比較する。

4.1 直接基礎の場合の張間方向と桁行方向の静的増分解析

4.1.1 直接基礎建物の基礎構造の概要

直接基礎の場合の張間方向と桁行方向の建物の耐震性能を評価する。図17に基礎伏図および杭位置を示す。本研究では杭の許容鉛直支持力を392kN(40t)/本と仮定した場合の杭配置とした。杭総本数は70本である。標準的なWPC構造集合住宅の基礎は杭の有無に関係なく布基礎である。布基礎断面図を図18に示し、また図17中の部材符号に対応した断面リストを表7に整理する。基礎梁のコンクリート設計強度は直接基礎構造の場合18 N/mm²であり、ヤング係数は同強度に準じて算出した¹²⁾。

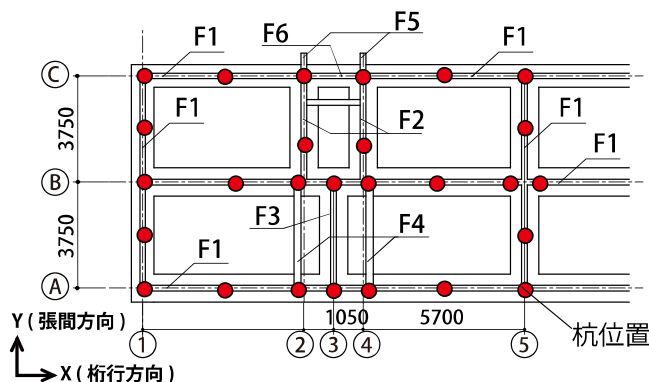


図17 基礎伏図と杭位置

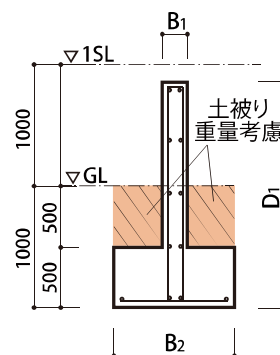


図18 布基礎断面図

表7 直接基礎梁と杭基礎梁の部材リスト

	F1※1	F2	F3	F4	F5	F6
$B_1 \times D_1$	200×1860	200×1860	200×1860	250×1860	200×1965	200×1000
B_2	※2 [750]	1000 [750]	1000	-	-	800 [-]
上端主筋※2	2-D19	4-D19	2-D19	2-D19	4-D19	2-D19
下端主筋※2	2-D19	4-D19	3-D19	3-D19	4-D19	2-D19
せん断補強筋	9φ@250	13φ@250	9φ@250	9φ@250	9φ@250	9φ@250
等価断面積幅	※2 [347]	382 [347]	382	-	-	365 [-]

※1): [-] 内は杭基礎の場合を示す。※2): 直接基礎のF1梁B2寸法は1通りとC構面のみ800(等価断面積幅は355)で、その他は1000(等価断面積幅は382)である。

4.1.2 直接基礎モデルの概要とばねのモデル化

図 19 に張間方向の直接基礎モデルの概要を示す。基礎梁は、同梁の T 型断面を等価な断面 2 次モーメントをもつ長方形断面に置換し、架構数倍した梁幅をもつ線材断面として地盤レベル（図 19 中の GL）に配置した。基礎梁と 1 階脚部の各接合部ばねは剛材で連結した。基礎梁重量と土被り重量は、建築基礎構造設計指針¹⁶⁾を参考にそれぞれ単位体積あたり 23.5kN/m^3 と 16.0kN/m^3 として算出し、張間方向と桁行方向の基礎梁の交点に節点荷重として与えた。桁行方向の直接基礎モデルについても同様なモデル化である。

基礎梁は曲げ塑性変形を考慮した。また、地盤の影響を考慮して基礎梁下に地盤ばねを設定した。

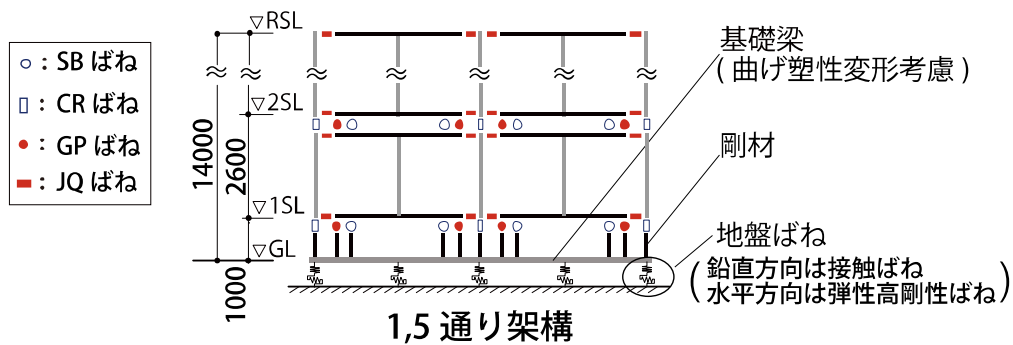


図 19 直接基礎モデル概要図

基礎梁は曲げ塑性変形を考慮した線材である。基礎梁の曲げ復元力特性は、各架構の基礎梁における曲げ終局耐力 $M_u^{12)}$ と曲げひび割れ耐力 $M_c^{12)}$ のどちらか下限値を最大耐力とする完全弾塑性とした。これは、同梁の断面せいが大きく曲げひび割れより梁主筋の引張降伏が先行する場合があること、および、せいが大きい基礎梁断面に対して主筋断面積が小さいため曲げひび割れ後の剛性低下が大きいと考えられることを考慮したためである。後述の解析結果では基礎梁に発生するせん断応力度は小さいことを確認しているため、同梁のせん断塑性変形は考慮していない。算出式は以下による。

$$M_u = 0.9a_t s \sigma_y d \quad (1)$$

$$M_c = 0.56\sqrt{\sigma_B} Z_e \quad (2)$$

ここで、 a_t は基礎梁の引張主筋断面積 (mm^2)、 s は梁主筋の引張強度 (N/mm^2)、 d は有効せい (mm)、 σ_B はコンクリート圧縮強度 (N/mm^2)、 Z_e は等価断面係数 (mm^3) である。

また、基礎梁底面の杭位置に地盤ばねを設けた。地盤ばねの鉛直圧縮軸方向の剛性は道路橋示方書¹⁷⁾に準じ、同文献に示される直接基礎の場合の地盤の推定 N 値 30 を用いて、各杭位置における基礎底面の支配面積に応じて算出した。水平方向は弾性高剛性とした。算出式は以下による。

$$K_V = K_{V0} \left(\frac{B_V}{0.3} \right)^{-3/4} \quad (3)$$

$$K_{V0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 \quad (4)$$

$$B_V = \sqrt{A_V} \quad (5)$$

ここで、 K_{V0} は鉛直地盤反力係数 (kN/m³)、 B_V は基礎の換算載荷幅 (m)、 α は地震時地盤反力係数の推定に用いる係数で 2、 E_0 は 2800N で推定した変形係数、 A_V は鉛直方向の載荷面積 (m²) である。

4.1.3 解析結果

直接基礎モデルにおいて、張間方向(図4の±Y方向)と桁行方向(図4のX方向)の地震荷重に対して最上階の水平変位を制御する静的増分解析を行った。地震荷重はAi分布とした。各方向の荷重-変形角関係を図20に示す。縦軸は1階層せん断力係数(C_{Q1})であり、横軸の変形角R(%)はR階と1階床レベルの相対水平変位量を建物高さ13mで除した値である。図21には各解析モデルの保有水平耐力時の変形と損傷の様子を示す。同図中の●や△は、印の形状によって損傷ばねの種類を示し、塗潰および白抜によって各ばねがそれぞれ第1折点および第2折点に到達したことを示す。既往研究における基礎固定モデルでは、張間方向の保有水平耐力時の1階層せん断力係数(C_{Q1})は0.64(+Y)と0.65(-Y)であり、鉛直接合部と境界梁のせん断破壊を伴う連層耐震壁間の鉛直方向のずれが主な損傷である。また桁行方向の C_{Q1} は0.73であり、建物全体の開口部周りの壁梁と壁柱の曲げ降伏および耐震壁間の鉛直接合部のせん断破壊が主な損傷である。

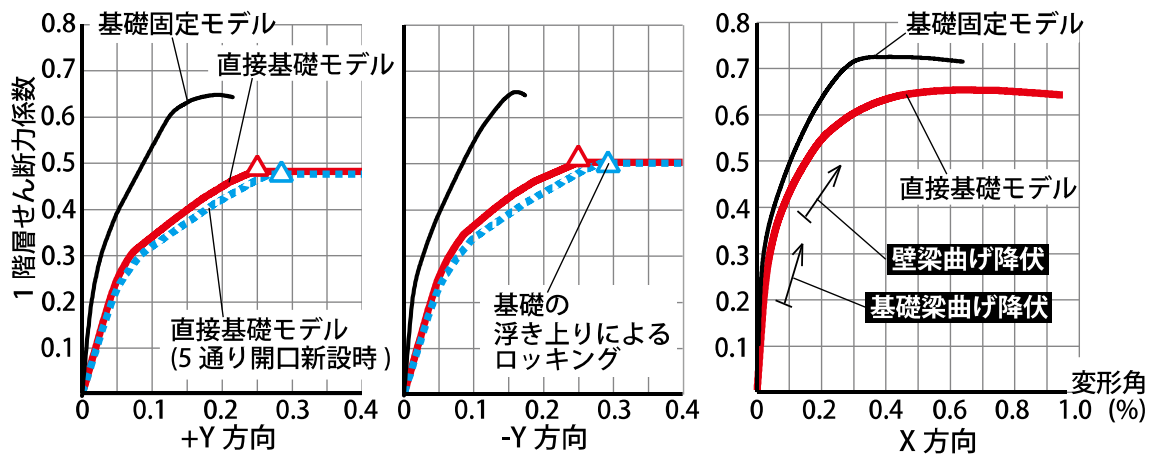
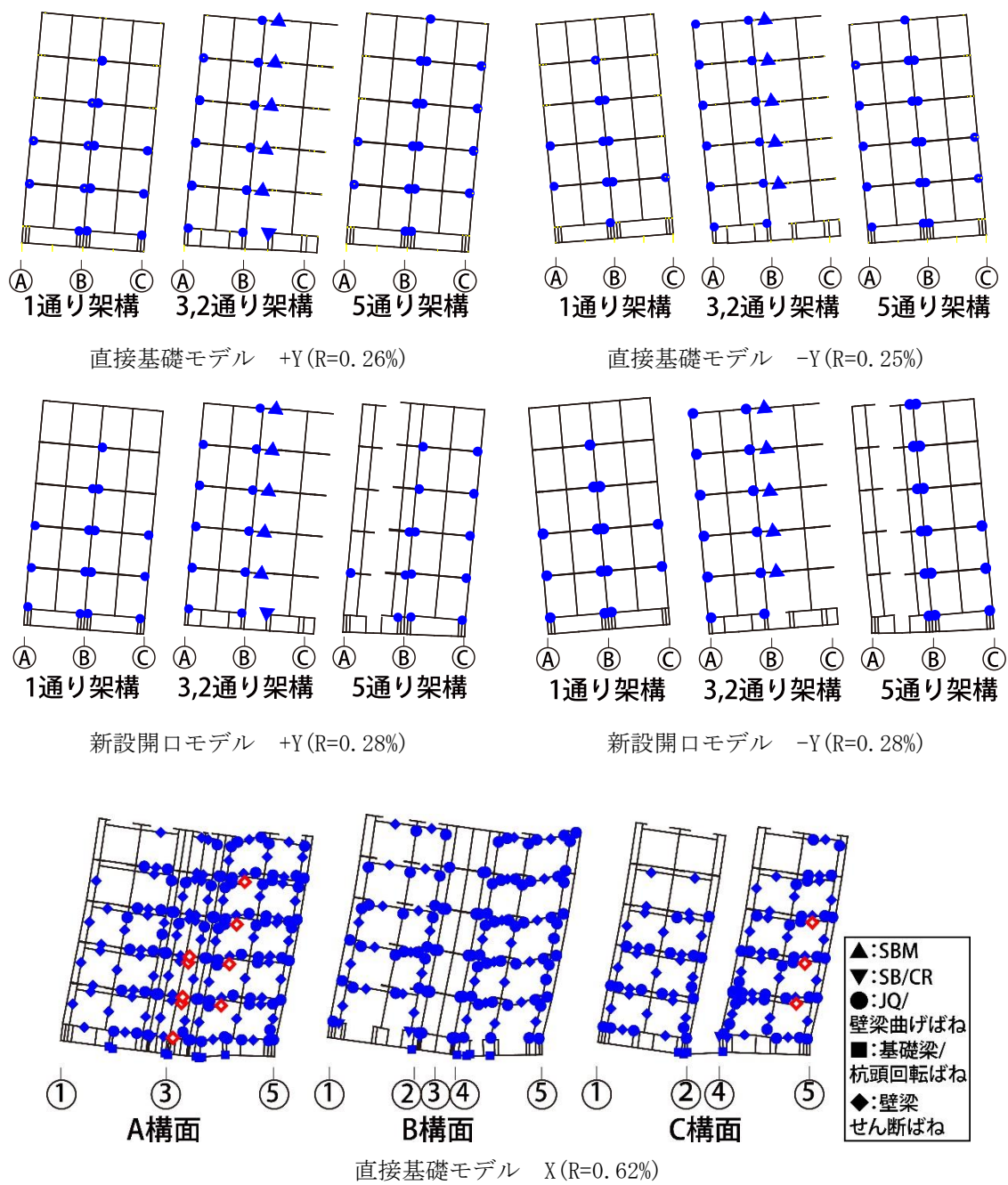


図20 荷重-変形角関係



±Y 方向(張間方向)の挙動を述べる。いずれも $C_{q1}=0.20$ 付近から境界梁と鉛直接合部のせん断ひび割れが発生し、 $C_{q1}=0.25$ 付近で基礎の浮き上がりが発生する。 $C_{q1}=0.48(+Y)$ と $0.50(-Y)$ で圧縮側の支持点以外の全ての地盤ばねが引張となり、基礎の浮き上がりによるロッキングが発生し保有水平耐力に至る。上部構造の全ての接合部と境界梁および基礎梁は最大耐力に達していない。

地盤ばねの軸剛性は参考文献¹⁷⁾に準じた推定値であるが、同剛性を倍増あるいは半減させた場合でも、建物の保有水平耐力にはほとんど影響しない。水平剛性が変化するのみであり、崩壊形は変化しない。従って、保有水平耐力と崩壊形の評価を主目的とする上では、同ばねの設定が結果に与える影響は限定的である。

X 方向(桁行方向)の挙動を述べる。 $C_{q1}=0.20$ で C 構面間の基礎梁の曲げ降伏が発生する。 $C_{q1}=0.37$ で A 構面下層階の壁梁の曲げ降伏が発生し、その後ほぼ全ての壁梁の曲げ降伏が発生する。 $C_{q1}=0.58$ から A 構面 3 通り付近の壁梁のせん断破壊が発生する。 $C_{q1}=0.36$ で A 構面 1 通り側から浮き上がりが発生するが、建物全体としては壁梁と基礎梁の曲げ降伏が支配的である。 C_{qu1} は 0.65 である。

ここで、住戸面積の拡大を意図して 1-5 階の 5 通りと 9 通りの張間方向の耐震壁に開口を新設(図 4)した場合を検討する。開口を新設した場合のモデル化を図 12 に示す。図 20 には直接基礎モデルに開口を新設した場合の解析モデル(以下、「新設開口モデル」)の荷重-変形角関係、図 21 には保有水平耐力時の変形と損傷の様子を示す。既往研究による基礎を固定とした静的増分解析では、開口新設により上部構造の水平剛性が低下し、 C_{qu1} は約 10%低下するが¹⁾、新設開口モデルの C_{qu1} は直接基礎モデルと同程度であり、上部構造の損傷の様子も概ね同様である。

既存建物の大規模改修に関する法的な規制として、改修後の従前と同等の耐震性能確保が考えられる。基礎を考慮した建物の静的増分解析による保有水平耐力評価では、基礎からのロッキングが支配的な崩壊形であり、開口新設等による上部構造の耐力低下が建物全体としての保有水平耐力に影響を与えないと考えられるため、開口を新設した場合でも同規定を満足する可能性がある。

4.2 杭基礎の場合の張間方向の静的増分解析

杭基礎の場合の張間方向の耐震性能を評価する。桁行方向では壁梁と基礎梁の曲げ降伏が建物の主たる損傷で、杭基礎の場合においても建物の損傷の様子は同様と考えられる。対象建物は現行法規下の新築建物と異なり、基礎梁の曲げ耐力に対する杭頭の曲げ耐力は相対的に低く、最大7%程度である。従って、杭を考慮することに因る建物の保有水平耐力と崩壊形への影響は限定的であると考え、桁行方向の検討は行わず、張間方向の評価に注力する。

4.2.1 杭基礎建物の基礎構造と地盤の概要

杭基礎の場合の基礎梁のコンクリート設計強度は 21N/mm^2 であり、断面寸法は表 7 の通りである。既存杭の仕様は JIS A5310¹⁸⁾ で規格化されていることから、これを参考に杭径 300 ϕ 、厚さ 60mm の中空断面の鉄筋コンクリート(RC)杭を想定した。杭の圧縮強度は 39.2N/mm^2 で、ヤング係数は同強度に準じて算出した¹²⁾。杭基礎モデルにおける地盤は、杭先端支持層上部の地盤層(中間層)の N 値が 5 で杭長さを 15m とした場合(杭基礎モデル A)と、中間層の N 値が 20 で杭長さを 6m とした場合(杭基礎モデル B)の 2 通りで検討し、これらの解析結果から一般的な地盤性状による建物の耐震性能への影響を評価する。

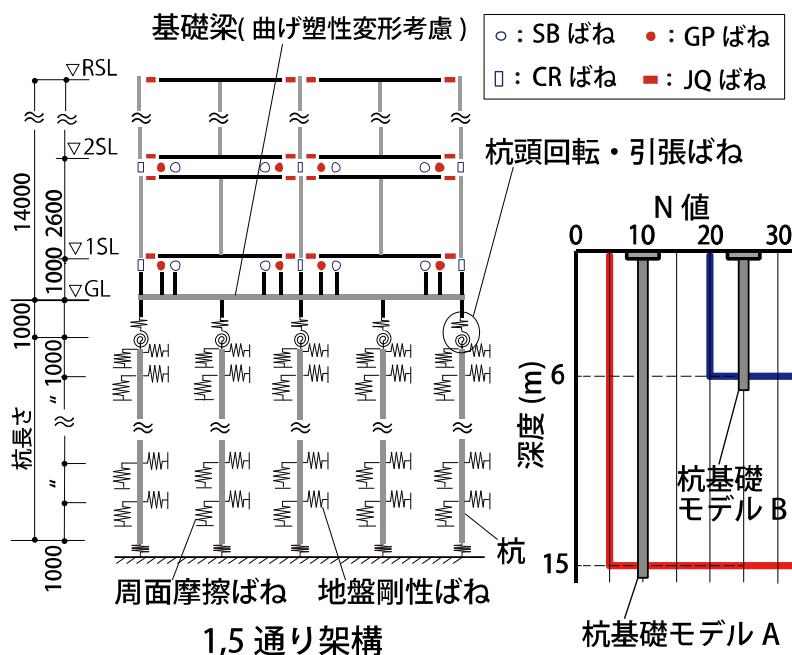


図 22 杭基礎モデル概要

4.2.2 杭基礎モデルの概要とばねのモデル化

杭基礎モデルの概要を図 22 に示す。基礎梁のモデル化は直接基礎モデルと同様であり、曲げ塑性変形を考慮した。杭は弾性線材に置換し、他の部材同様、架構数倍した剛性と耐力を有する断面とした。また張間方向に対する直交壁構面中の杭の剛性と耐力は、それらを 2 分割して隣接する張間方向の架構の杭に加えた。

図 23 に杭基礎の場合の基礎梁と杭頭の接合詳細を示す。対象建物の杭は接合筋(4-D16)により基礎梁と接合される。杭頭接合部には、同部の変動軸力に応じた曲げ抵抗を考慮したばね(杭頭回転ばね)、および杭頭接合部の曲げ降伏を伴い、D16 接合筋 4 本のうち 3 本分が引抜力に抵抗すると仮定した場合の引張耐力を有するばね(杭頭引張ばね)を設けた。基礎梁線材と杭頭ばねは剛材で連結した。また、地盤の影響を考慮して、地盤による鉛直方向の杭引抜時および押し込み時の抵抗を考慮したばね(周面摩擦ばね)と、杭の水平変位に対する地盤反力を考慮したばね(地盤剛性ばね)をそれぞれ杭 1m 毎に設けた。杭先端は鉛直上方向を自由とした。基礎梁位置の水平地盤反力は考慮していない。

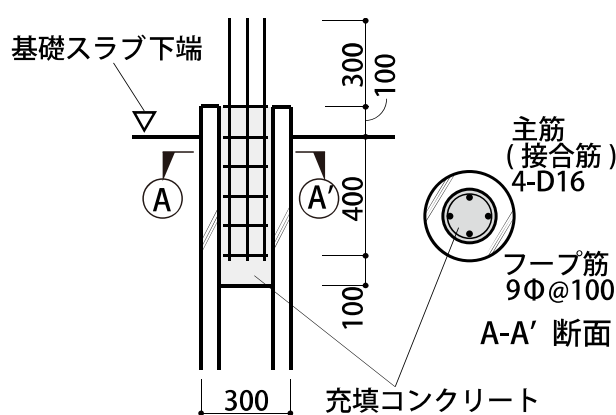


図 23 杭頭詳細図

杭頭回転ばねの回転方向の復元力特性は、初期剛性を十分大きくし、杭頭に発生する変動軸力に応じた曲げ終局耐力 $M_u^{12)}$ を最大耐力とした完全弾塑性とした。参考文献¹⁹⁾に準じて杭頭の円断面を等価面積の正方形断面に置換し、一辺の接合筋数を全体の 1/4 として式に適用した。杭頭部の充填コンクリートの曲げ耐力への寄与は考慮していない。また曲げひび割れ後の剛性低下率は軸力とせん断スパン比に依存し¹²⁾、同評価は煩雑であることから、杭頭部での曲げひび割れと曲げひび割れ後の剛性低下は考慮していない。ただし同低下率を概ね下限値の 0.1 とした場合でも建物の保有水平耐力への影響は 0.1%未満であることを予備解析により確認している。曲げ終局耐力 M_u の算出式は以下による。

$$M_u = 0.8a_{ts}\sigma_y D + 0.4ND \quad N_b < 0 \quad (6)$$

$$M_u = 0.8a_{ts}\sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c} \right) \quad 0 \leq N_b \leq 0.4 \quad (7)$$

$$M_u = \left(0.8a_{ts}\sigma_y D + 0.12bD^2F_c \right) \left(\frac{N_{\max} - N}{N_{\max} - 0.4bDF_c} \right) \quad N_b > 0.4 \quad (8)$$

ここで、 a_t は引張接合筋断面積 (mm^2)、 σ_y は接合筋の引張強度 (N/mm^2)、 D は断面せい (mm)、 N は軸力 (N)、 b は断面幅 (mm)、 F_c は杭の圧縮強度 (N/mm^2)、 N_{\max} は杭材の純圧縮強度 (N)、 N_b は軸力比である。

杭頭引張ばねの鉛直引張方向の復元力特性は、D16 接合筋 3 本分の引張降伏耐力を有する初期剛性の大きい完全弾塑性とした。また、圧縮方向は弾性高剛性とした。

杭周面摩擦ばねの復元力特性はトリリニア型とし、最大耐力後の耐力は一定とした。既往の杭引抜試験でも、引抜荷重が最大耐力に達した後も耐力が保持されるものが多いことが確認されている¹⁶⁾。第 1 折点と第 2 折点の耐力はそれぞれ杭の降伏引抜抵抗 R_{TR} と最大引抜抵抗 R_{TC} とした¹⁶⁾。極限周面摩擦力度は杭周面地盤が一般的な砂質地盤で、杭施工はプレボーリング工法と仮定して算出した。杭の単位体積重量は 24kN/m^3 とした。杭先端支持層の引抜耐力への寄与は不確定性が大きいため考慮していない¹⁶⁾。また第 1 折点と第 2 折点の杭の引抜変位(地盤に対する杭の鉛直上方向の相対変位)は、既往文献²⁰⁾を参考にそれぞれ 8mm と 30mm と仮定した。同文献では杭の引抜変位が地盤性状や杭性状等にほとんど依存しないとしている。また、杭の押込方向の剛性は引抜方向の初期剛性と等しくし、弾性剛性とした。図 24 に杭周面摩擦ばねと杭頭引張ばねの復元力特性を示す。杭の引抜抵抗 R_{TR} と R_{TC} の算出式は以下による。

$$R_{TR} = (2/3)(\sum \tau L)\phi + W \quad (9)$$

$$R_{TC} = (\sum \tau L)\phi + W \quad (10)$$

ここで、 τ は地盤層内における杭引抜時の極限周面摩擦力度 (kN/m^2) で 5N/3 、 L は地盤層内の杭長さ (m)、 ϕ は杭の周長 (m)、 W は杭の自重 (kN) である。

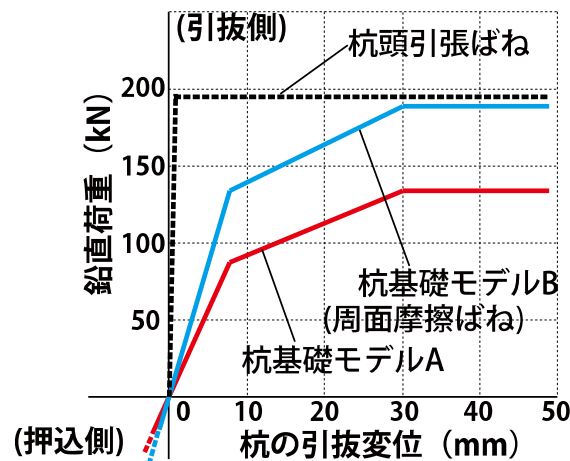


図 24 杭周面摩擦ばねの復元力特性

杭の水平変位に対する地盤剛性ばねは，建築基礎構造設計指針に準じて，水平地盤反力係数 K_h (kN/m^3) に杭の投影面積を乗じた値の剛性を有する弾性剛性ばねとした¹⁶⁾。地盤剛性ばねの水平剛性は，算出式の y を 1 として算出した。張間方向の杭配置における杭中心間隔比は 2, 4 通りの住戸出入り口下の杭のみ 6.0 以下であるが，同杭の群杭効果による剛性低下を考慮した場合でも，建物の耐力へ与える影響は小さいと考え，本解析では群杭効果を考慮していない。水平地盤反力係数 K_h の算出式は以下による。

$$K_h = \alpha E_0 B^{-3/4} y^{-1/2} \quad (11)$$

ここで， α は E_0 に対応する定数 (m^{-1}) で 80， E_0 は変形係数 (kN/m^2) で地盤の N 値に 700 を乗じた係数， B は無次元化杭径で同径を 1cm で除して正規化した値である。 y は無次元化水平変位で水平変位量を 1cm で除して正規化した値である。

4.2.3 解析結果

杭基礎モデルの地震荷重について、上部構造に A_i 分布荷重を、基礎梁位置に $C_0=0.2$ に対して地下震度 0.1 の水平荷重を加え、両荷重比率を保持して静的増分载荷した。図 25 と図 26 に杭基礎モデルの張間方向の荷重-変形角関係と保有水平耐力時の変形と損傷の様子を示す。

杭基礎モデル A の C_{q1} は 0.57(+Y) と 0.55(-Y) である。いずれも $C_{q1}=0.15$ 付近で引拔力を受ける杭頭部の曲げ降伏が発生する。0.40< C_{q1} <0.50 で杭の引抜降伏および基礎梁の曲げひび割れと曲げ降伏が発生する。その後、境界梁または 3 通りの鉛直接合部のせん断破壊が発生し保有水平耐力に至る。+Y 方向载荷時では $C_{q1}=0.56$ で A 構面側の杭の引拔が発生する(杭が引抜最大耐力に達する)。

杭基礎モデル B の C_{q1} は 0.59(+Y) と 0.58(-Y) である。 $C_{q1}=0.20$ 付近で引拔力を受ける杭頭部の曲げ降伏が発生する。0.40< C_{q1} <0.50 で杭の引抜降伏および基礎梁の曲げひび割れと曲げ降伏が発生する。その後、境界梁と 3 通りと 5 通りの鉛直接合部のせん断破壊が発生し保有水平耐力に至る。

杭基礎モデル A と B の保有水平耐力差が小さいのは、杭による引抜耐力の差が小さいためである。杭の最大水平変位量は 13mm(杭基礎モデル A) と 5mm(杭基礎モデル B) である。

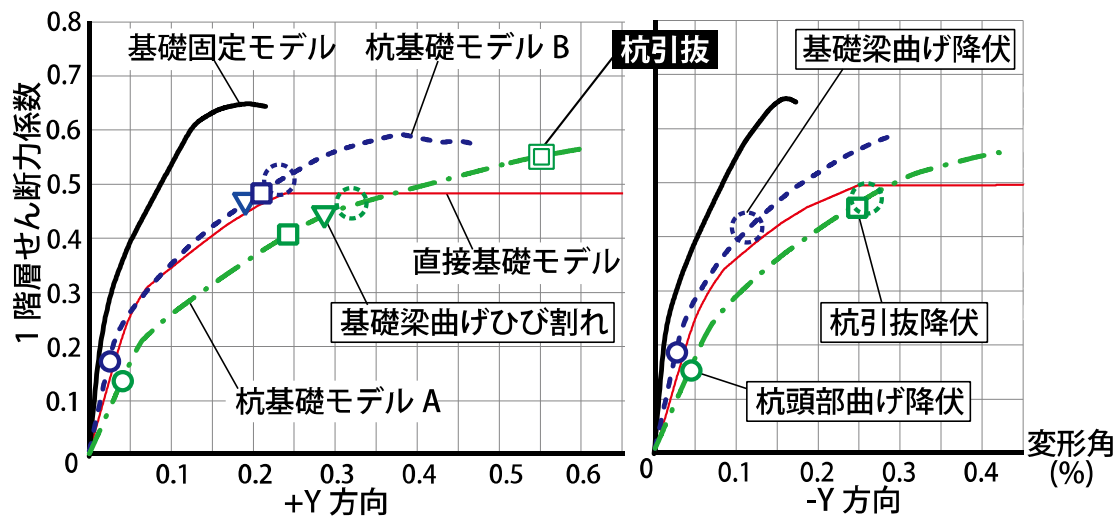


図 25 荷重-変形角関係

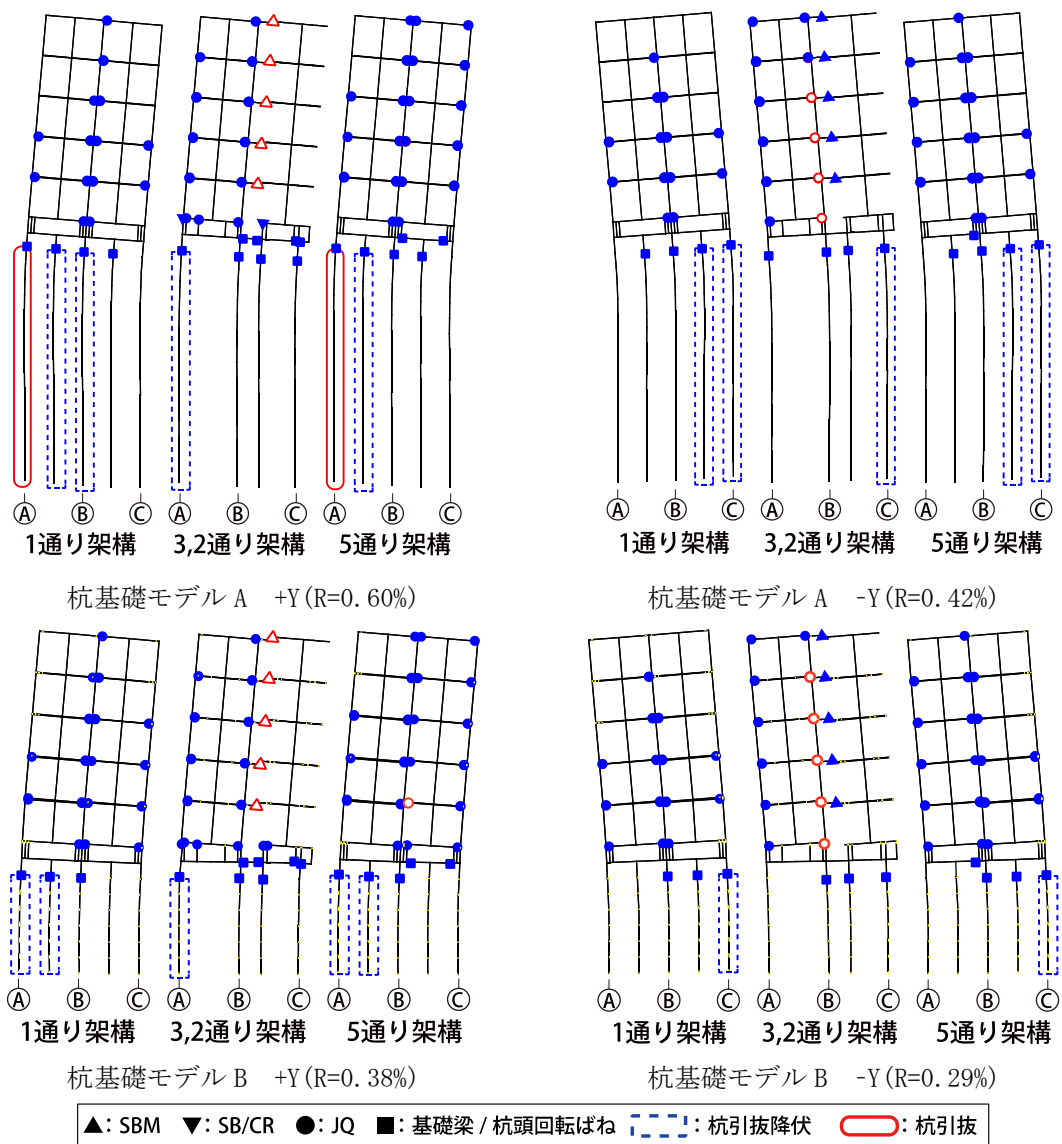


図 26 保有水平耐力時変形図

本解析では、杭頭引張ばねの引張耐力が杭の最大引抜耐力よりも大きく(図 24)、保有水平耐力時でも杭頭の接合筋は引張降伏していない。杭の引抜耐力の算出においては、杭先端支持層の寄与を考慮しておらず、また、既存建物の杭と基礎梁の接続状況調査と正確な耐力評価は困難であることから、杭の引抜耐力評価の不確定性は大きいと考えられる。そこで、杭の引抜耐力を大きくして、接合筋の引張降伏が支配的となる解析モデルを別途作成し、静的増分解析を行った。その結果、 C_{QU1} は $\pm Y$ 方向で 0.65 となり、基礎固定モデルの結果と同程度になった。また、杭の引抜耐力をゼロとした場合と ∞ とした場合の挙動はそれぞれ直接基礎モデルと基礎固定モデルの結果に近似すると考えられる。これらの検討から、杭基礎モデル A と B の 2 通りの検討で全ての杭基礎構造の挙動を把握することはできないが、杭に一定の引抜耐力が期待できる場合の C_{QU1} は $0.55 < C_{QU1} < 0.65$ 程度と推定できる。

第5章 基礎と地盤を考慮した地震応答解析

前章での地盤を含む基礎を考慮した静的増分解析による建物の保有水平耐力評価から、梁間方向では直接基礎の場合や杭周辺地盤が軟弱な杭基礎の場合で建物基礎からのロッキング挙動が顕著となることが耐震性能に大きく影響する一方、全体降伏型である桁行方向では基礎形式や地盤性状によって上部構造の損傷の様子は変化しないことを確認した。ただし、前章の静的増分解析では、杭の損傷や地盤の強制変形による建物の耐震性能への影響は考慮できていない。従って、本章では、基礎と地盤の影響が大きいと考えられる梁間方向について、既存 WPC 構造集合住宅建物の基礎と地盤を考慮した地震応答解析による上部構造と基礎の応答および損傷の特徴と傾向を評価する。

本章における地震応答解析では、主に日本建築学会の「建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計」²¹⁾を参考に、比較的簡便かつ実用的と考えられる方法で解析モデルを構築する。

5.1 地震応答解析のフローと解析基礎条件

本章での基礎と地盤を考慮した地震応答解析について、まず、一般的な地震応答解析のフローを示す。地震応答解析の手順を図 27 に示す。一般に、(1)解放工学的基盤(S 波速度が概ね 400m/s 以上の地層)で設定された設計用地震動を入力し、等価線形解析等により地表面での地震応答波(増幅波)を算出する。(2)建物と地盤の相互作用効果として、動的地盤ばねを評価し、上部構造モデルに動的地盤ばね(水平地盤ばね、回転地盤ばね)を取り付けた SR モデル(Sway-Rocking モデル)に、地表面での地震応答波を入力して地震応答解析を行う。(3)杭応力評価では、杭に杭周地盤ばねを取り付け、杭頭には上部構造からの慣性力を、杭には地盤の強制変形を作用させ、杭応力を算出する。このような 3 ステップにより地震応答解析を行う。

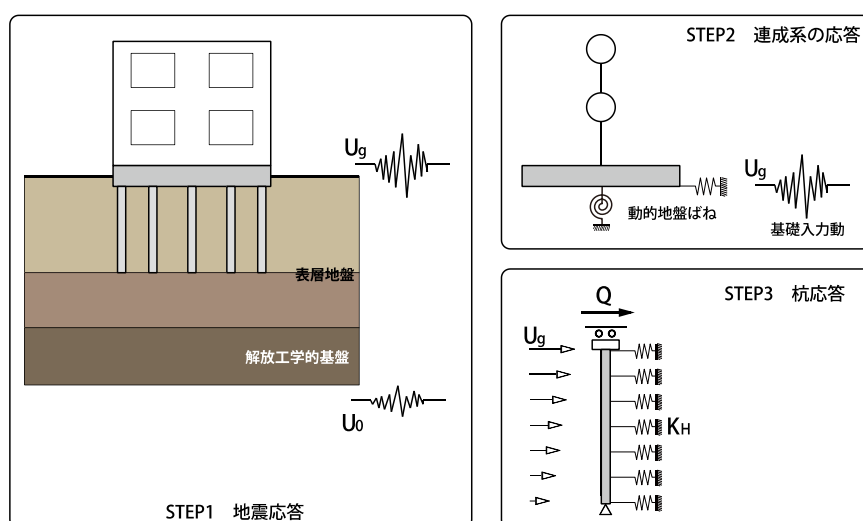


図 27 地震応答解析のフロー

本研究における地震応答解析での、解析基礎条件を表8にまとめる。解析は建物の基礎形式が直接基礎と杭基礎の場合(CASE1 と CASE2)で行い、それぞれ第1種相当地盤と第2種相当地盤上に立地していると仮定し、SRモデルで時刻歴地震応答解析を行う。表9に第1種相当地盤(地盤A)の地盤物性値を、表10に第2種相当地盤(地盤B)の地盤物性値を示す。各地盤について等価線形解析を行い、同解析結果を用いて地盤ばねを参考文献²¹⁾に準じてそれぞれ算出する。CASE2の杭基礎の支持層は解放工学的基盤に一致すると仮定し、杭応力はSRモデルの地震応答解析により得られた建物慣性力と等価線形解析により得られた地盤の最大応答変位(強制変形)を用いて評価する。地震応答解析に用いる入力地震動(解放工学的基盤における地震動)は、図28に示す平12建告第1461号の極めて稀に発生する地震動レベルの標準加速度応答スペクトルに対応させた3種類の模擬地震波である。位相特性は乱数、八戸EW(1968)、および神戸NS(1995)である。図29には、3波の時刻歴加速度波形を示す。地震応答解析には汎用解析ソフトのSNAP²²⁾、地盤の等価線形解析にはSNAP-WAVE²³⁾を用いた。

表8 解析基礎条件

	CASE1	CASE2
基礎形式	直接基礎	杭基礎
地盤	第1種相当地盤(地盤A)	第2種相当地盤(地盤B)
杭長さ	—	24m
入力地震動	極稀地震動 告示3波(乱数, 八戸, 神戸位相)	
モデル	SRモデル	SRモデル+杭応力評価モデル

表9 第1種相当地盤(地盤A)の地盤物性値

層	土質	深度 [m]	層厚 [m]	密度 [t/m ³]	S波速度 [m/s]	P波速度 [m/s]
1	砂質土	3.2	3.2	1.7	130	320
2	砂質土	5.7	2.5	1.8	340	720
3	粘性土	10.0	4.3	1.7	280	720
4	砂質土	17.6	7.6	1.9	380	1980
解放工学的基盤				2.1	510	1980

表10 第2種相当地盤(地盤B)の地盤物性値

層	土質	深度 [m]	層厚 [m]	密度 [t/m ³]	S波速度 [m/s]	P波速度 [m/s]
1	粘性土	4.5	4.5	1.8	90	1360
2	砂質土	10.0	5.5	1.6	150	1560
3	砂質土	17.0	7.0	1.8	210	1560
4	粘性土	18.5	1.5	1.7	150	1560
5	砂質土	25.0	6.5	1.8	260	1560
解放工学的基盤				1.8	410	1700

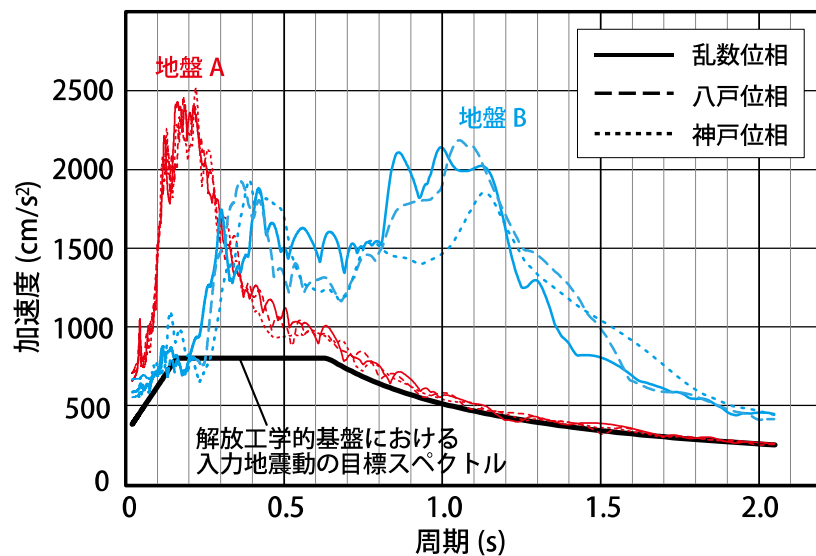
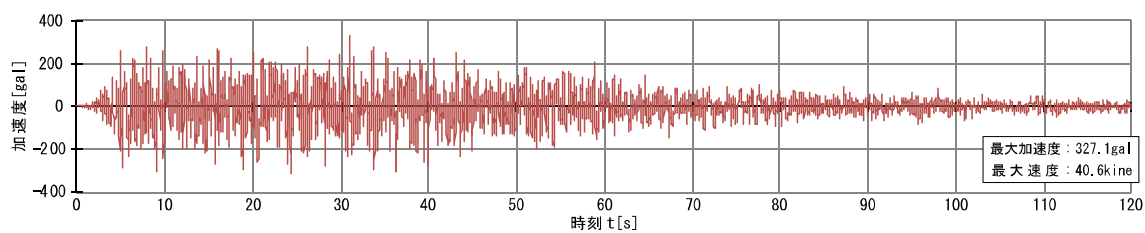
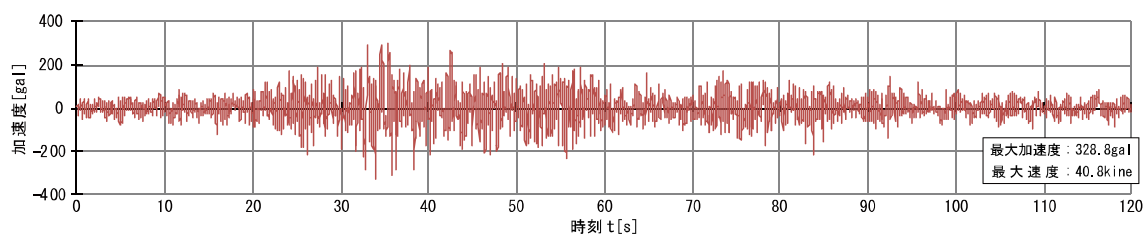


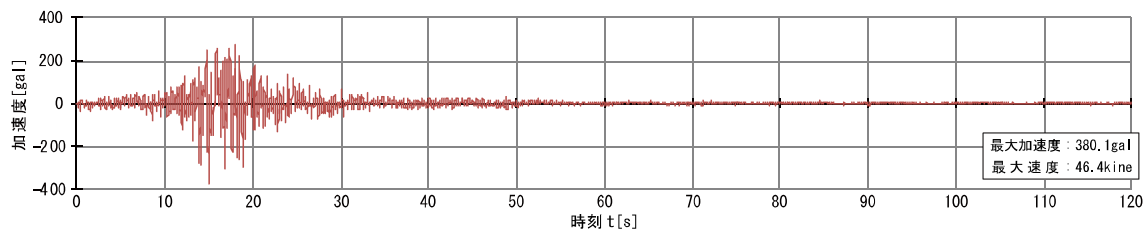
図 28 地震波の加速度応答スペクトル 減衰 5%



ART 乱数



ART 八戸



ART 神戸

図 29 入力地震動

5.2 SR モデルの概要と上部構造の非線形ばねの履歴特性の設定

図 30 に上部構造と地盤ばねを含む基礎構造で構成される SR モデルの概要を示す。基本的なモデル化は、これまでの静的増分解析モデルと同様である。ただし、4 章でのモデル化と異なり、基礎梁は剛とした。また、基礎梁と土被り重量を合わせた基礎重量は直接基礎の場合 4253.6kN で、杭基礎の場合 3483.4kN であり、基礎梁に同重量を付加した。SR モデルの地盤ばねについては後述するが、その設定値は表 11 のとおりである。地盤ばねの剛性と耐力は対象建物の各通り架構の支配幅によって分割し、その分割率は 1 通りで 16.7%, 2-3 通りで 50%, 5 通りで 33.3% である。

ここでは、上部構造における各接合部の弾塑性ばねの履歴特性の設定について述べる。上部構造モデルの各ばねの復元力特性の包絡線の設定は前章までと同様である。

なお、構築した上部構造モデルを用いて、基礎を固定とした場合の固有値解析で得られた上部構造の 1 次固有周期は 0.144 秒である。

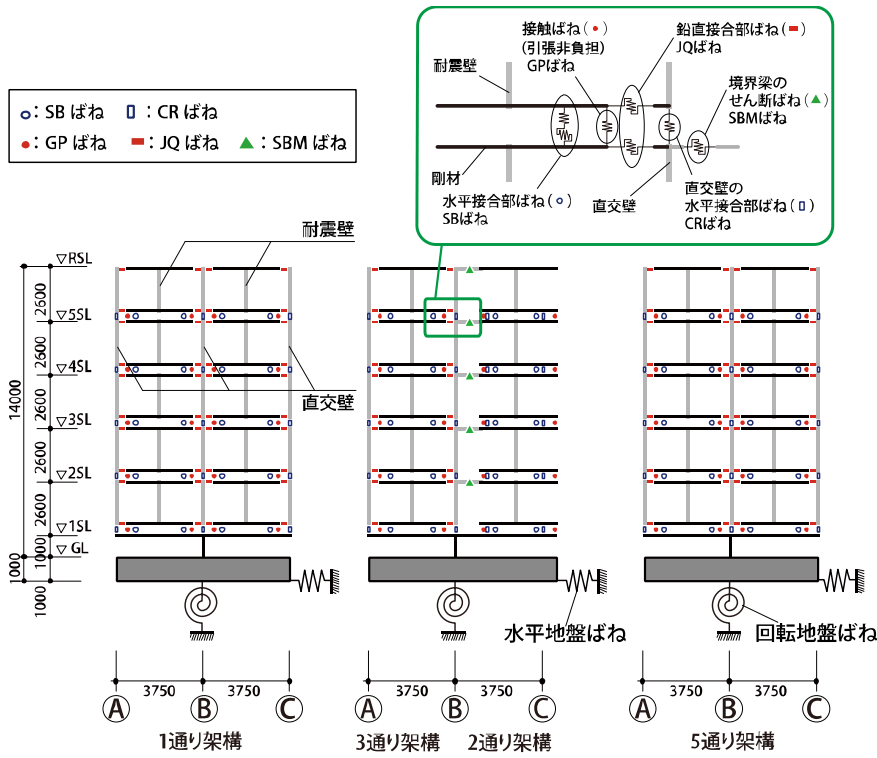


図 30 SR モデルの概要

表 11 地盤ばね設定値

	直接基礎 (CASE1)	杭基礎 (CASE2)
水平地盤ばね定数 K_H [kN/m]	1.76×10^6	7.48×10^5
水平地盤ばねの等価減衰定数 h_H [%]	6.9	1.72×10^4 (17.9)
回転地盤ばね定数 K_R [kNm/rad]	3.60×10^8	1.17×10^8
回転地盤ばねの等価減衰定数 h_R [%]	5.2	2.0
回転地盤ばね最大モーメント (建物の曲げ戻し力) [kNm]	6.74×10^4	1.27×10^5

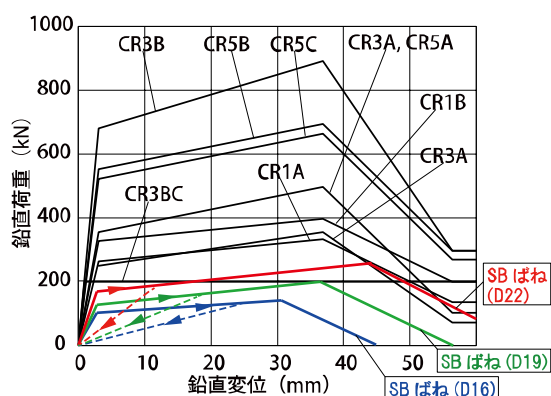
SB ばねの水平方向のずれに対する履歴特性については、静的増分解析結果および後述の解析結果で、同方向で最大耐力に達するばねはないため、履歴特性の設定はしていない。

SB ばねの引張方向の履歴特性に関する実験データ等は存在しないが、水平接合部は最大耐力後、鉄筋の破断により履歴エネルギーが小さくなると考えられるため、本研究における SB ばねの履歴特性は原点指向型と仮定した。また、CR ばねの履歴特性も同様に原点指向型とした。

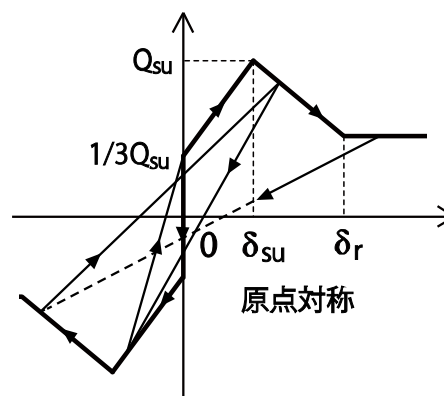
JQ ばねの履歴特性について、既往研究では、松崎ら²⁴⁾が鉛直接合部の変形特性は逆 S 字型のスリップ型破壊の性状を示すことを確認しており、川辺ら²⁵⁾は鉛直接合部の履歴特性の設定において、載荷時は最大点指向型とし、除荷時のスリップ性状を原点指向型で評価した履歴特性を仮定している。また、梅村²⁶⁾は履歴エネルギー消費が少ないせん断破壊挙動が卓越するような部材の復元力特性として、簡便な最大点指向型モデルを提案している。これらより、本研究における JQ ばねの履歴特性は最大点指向型とした。

SBM ばねの鉛直方向の履歴特性は JQ ばねと同様とした。同履歴特性の設定の根拠も、境界梁はせん断破壊挙動が卓越する部材であるためである。

図 31 には、SB ばねと 1 階 CR ばね、および JQ ばねと SBM ばねの復元力特性の概形と履歴特性を示す。



SB ばねと 1 階 CR ばねの
鉛直引張方向の復元力特性



JQ/SBM ばねの
せん断方向の復元力特性

図 31 各ばねの復元力特性

5.3 直接基礎の場合の張間方向の地震応答解析

5.3.1 地盤ばねの概要と地盤の等価線形解析

表 8 の直接基礎の場合 (CASE1) の地盤ばねの設定について述べる。CASE1 の SR モデルにおける水平地盤ばねと回転地盤ばねのばね定数 (K_H と K_R) および等価減衰定数 (h_H と h_R) は限界耐力計算法^{27, 28)}に基づいて、多層地盤に拡張したコーンモデルを用いる方法により算出した。回転地盤ばねについては建物の浮き上がりを考慮して、地震時の転倒モーメントが微小変形角での建物の自重による曲げ戻し力 (傾斜復元力) の $6.7 \times 10^4 \text{kNm}$ 到達後はそれを維持するとした。

地盤ばね算出に用いる等価地盤物性値は、等価線形解析 (SHAKE²⁹⁾) により告示 3 波を解放工学的基盤に入力して得られる値の平均値とした。ここで、地盤の非線形モデルは HD モデルとし、基準せん断歪 $\gamma_{0.5}$ と最大減衰定数 h_{max} は、参考文献²¹⁾に準じて砂質土で 0.10% と 21%、粘性土で 0.18% と 17% とした。

等価地盤物性は、液状化の可能性が無い地盤では、例えば SHAKE による最大せん断歪の 65% (有効せん断歪) におけるせん断剛性と減衰定数でもって設定される。(12)–(15) 式には、それぞれ、せん断剛性 $G [\text{kN/m}^2]$ と地盤密度 $\rho [\text{t/m}^3]$ および S 波速度 $V_S [\text{m/s}]$ の関係式、HD モデルにおけるせん断剛性比 G/G_0 とせん断歪 γ の関係式、HD モデルにおける減衰定数 h と G/G_0 の関係式、等価 S 波速度 $V_{Se} [\text{m/s}]$ と P 波速度 $V_P [\text{m/s}]$ から求めるポアソン比 ν の算出式を示す。

$$G = \rho V_S^2 \quad (12)$$

$$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma/\gamma_{0.5}} \quad (13)$$

$$h = h_{max} (1 - G/G_0) \quad (14)$$

$$\nu = \frac{1 - 2(V_{Se} - V_P)^2}{2(1 - (V_{Se} - V_P)^2)} \quad (15)$$

杭基礎の場合 (CASE2) も含めて、地盤 A と地盤 B の等価線形解析による等価地盤物性値と解放工学的基盤に対する表層地盤の最大相対変位の深度分布を図 32 に示す。また、同解析により算出される地表面での地震波 (応答波) の加速度応答スペクトルを図 28 に示す。

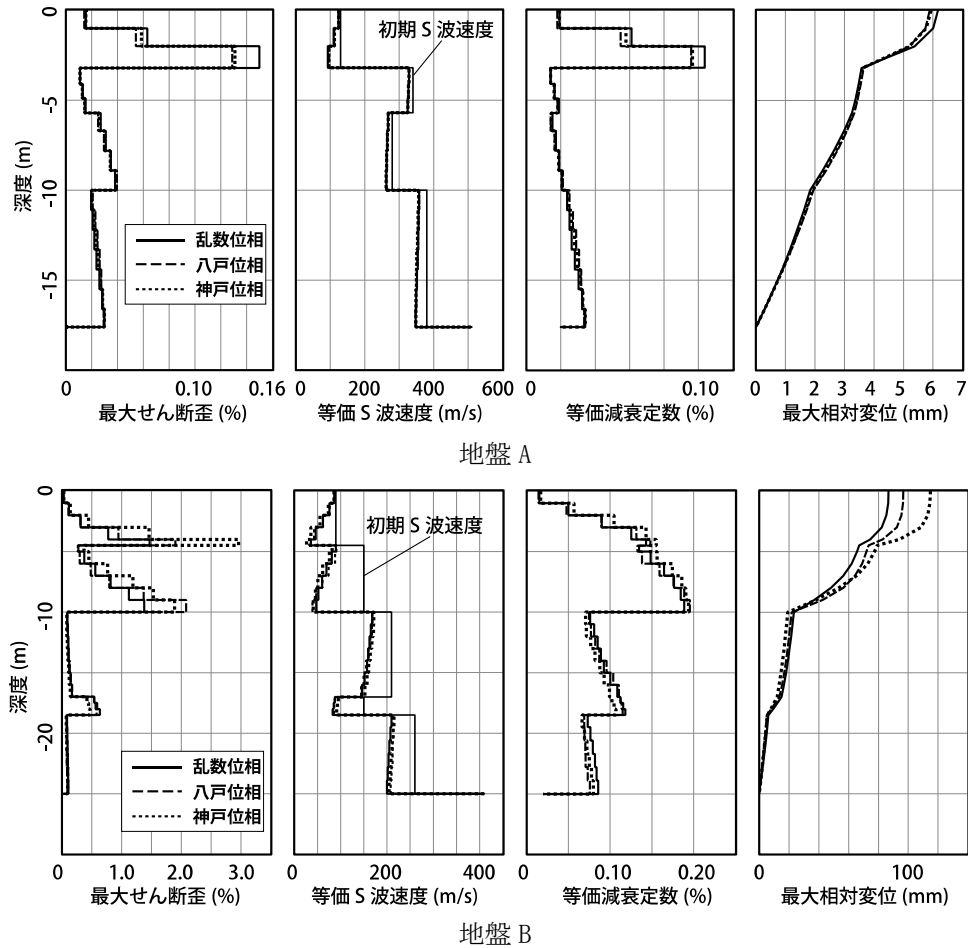


図 32 等価線形解析による自由地盤地震応答解析結果

5.3.2 地盤ばねの算出

ここでは、水平地盤ばね定数 K_H [kN/m] と水平地盤ばねの等価減衰定数 h_H 、および回転地盤ばね定数 K_R [kNm/rad] と回転地盤ばねの等価減衰定数 h_R の算出式を記載する。算出においては、地盤 A を図 33 に示すように適当な層厚に分割して地盤ばねを算出した。表 12 には、等価線形解析により得られる等価地盤物性値を示す。算出式は以下による。

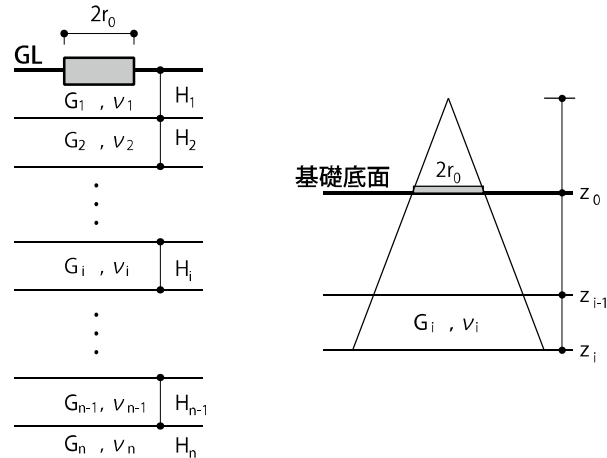


図 33 地盤ばね算出のための層分割

表 12 第 1 種相当地盤の等価地盤物性値

層	土質	層厚 [m]	上端深 度 [m]	V _{se} [m/s]	G [kN/m ²]	h	ν
1	砂質土	1	0	124.1	26164	0.019	0.412
2		1	-1	110.6	20806	0.058	0.432
3		1.2	-2	94.7	15235	0.099	0.452
4	砂質土	0.9	-3.2	328.4	194172	0.014	0.369
5		0.8	-4.1	326.6	191980	0.016	0.370
6		0.8	-4.9	324.7	189788	0.018	0.372
7	粘性土	1	-5.7	267.7	121857	0.015	0.420
8		1.1	-6.7	265.9	120174	0.017	0.421
9		1.1	-7.8	264.0	118461	0.019	0.422
10	砂質土	1.1	-8.9	262.2	116917	0.021	0.424
11		1.1	-10	357.4	242665	0.024	0.483
12		1.1	-11.1	355.6	240243	0.026	0.483
13	砂質土	1.1	-12.2	354.0	238063	0.028	0.483
14		1.1	-13.3	352.3	235852	0.029	0.484
15		1.1	-14.4	350.7	233691	0.031	0.484
16	砂質土	1.1	-15.5	349.2	231737	0.033	0.484
17		1	-16.6	348.0	230039	0.034	0.484
解放工学の基盤			-17.6	510	546210	0.020	0.464

$$K_H = K_{hb} + K_{he} \quad (16)$$

ここで、 K_{hb} は建物基礎底面の水平地盤ばね定数[kN/m]、 K_{he} は建物基礎根入れ部分の側面土圧による水平地盤ばね定数[kN/m]である。

$$K_{hb} = \beta_h K_{1hb} \quad (17)$$

ここに、

$$\beta_h = \frac{1}{\sum_{i=1}^n (1/\alpha_i)} \quad (18)$$

$$K_{1hb} = \frac{\pi r_0^2 G_1}{z_0} \quad (19)$$

$$\alpha_i = \left(\frac{G_i}{G_1} \right) \frac{z_i z_{i-1}}{z_0 (z_i - z_{i-1})} \quad (20)$$

$$\alpha_n = \left(\frac{G_n}{G_1} \right) \frac{z_{n-1}}{z_0} \quad (21)$$

$$z_0 = \pi r_0 \frac{2 - \nu_1}{8} \quad (22)$$

である。 r_0 は直接基礎底面と等しい面積を持つ等価円半径で 7.21[m]、 G_i は各層の等価せん断剛性[kN/m²]、 z_i はコーン頂点から第 i 層までの距離[m]、 ν_1 は基礎底面地盤のポアソン比である。

$$K_{he} = 0.5 K_{hb} \frac{D_e}{r_0} \frac{G_e}{G_b} \quad (23)$$

ここに,

$$G_e = \frac{\sum_{i=1}^m G_i H_i}{\sum_{i=1}^m H_i} \quad (24)$$

$$G_b = \frac{(2-\nu) K_{hb}}{8r_0} \quad (25)$$

である。 D_e は基礎の地表面からの根入れ深さ[m]， G_e は基礎根入れ側面地盤の等価せん断剛性[kN/m²]， G_b は基礎底面地盤の等価せん断剛性[kN/m²]， m は側面土圧が作用する地下部分の基礎底面までの地盤層数， H_i は各地層の層厚[m]， ν は基礎底面下の平均ポアソン比である。

$$K_R = K_{rb} + K_{re} \quad (26)$$

ここに、 K_{rb} は建物基礎底面の回転地盤ばね定数[kNm/rad]、 K_{re} は建物基礎根入れ部分の側面土圧による回転地盤ばね定数[kNm/rad]である。

$$K_{rb} = \beta_r K_{lr} \quad (27)$$

ここに、

$$\beta_r = \frac{1}{\sum_{i=1}^n (1/\alpha_{ri})} \quad (28)$$

$$K_{lr} = \frac{4}{3} \frac{E_1 r_0^2}{1 - \nu_1^2} \quad (29)$$

$$\alpha_{ri} = \left(\frac{E_i}{E_1} \right) \frac{z_{ri}^3 z_{ri-1}^3}{z_{r0}^3 (z_{ri}^3 - z_{ri-1}^3)} \quad (30)$$

$$\alpha_n = \left(\frac{E_n}{E_1} \right) \left(\frac{z_{rn-1}}{z_{r0}} \right)^2 \quad (31)$$

$$z_{r0} = \frac{9}{16} \pi (1 - \nu_1^2) r_0 \quad (32)$$

$$E_i = 2(1 + \nu_i) G_i \quad (33)$$

である。 r_0 は直接基礎底面と等しい断面 2 次モーメントを持つ等価円半径で 6.34[m]、 z_{ri} はコーン頂点から第 i 層までの距離[m]、 E_i は地盤各層の等価弾性係数[kN/m²]である。

$$K_{re} = 0.5 K_{rb} \left(2.3 \frac{D_e}{r_0} + 0.58 \left(\frac{D_e}{r_0} \right)^3 \right) \frac{G_e}{G_b} \quad (34)$$

前述した地盤ばね定数 K_{hb} と K_{rb} を算定する際に用いる地盤のせん断剛性を下式のように複素せん断剛性として表現すれば, 得られる地盤ばね定数も複素数となり, その実部が地盤ばね定数, 虚部が減衰係数を示す。

$$\bar{G}_i = G_i(1 + 2ih_i) \quad (35)$$

地盤ばねの等価粘性減衰定数は, 連成系振動数と地盤卓越振動数の大小により算出式が異なる。本研究での直接基礎の場合では, 連成系振動数(=3.58[1/s]) < 地盤卓越振動数(=4.01[1/s]) なので, 以下の式を用いる。ここで, 地盤卓越周期は $4H/V_s$ で算出した。

$$h_H = \sin\left(0.5 \tan^{-1}\left(\frac{K_{hb}'}{K_{hb}}\right)\right) \quad (36)$$

$$h_R = \frac{3}{4} h_H \quad (37)$$

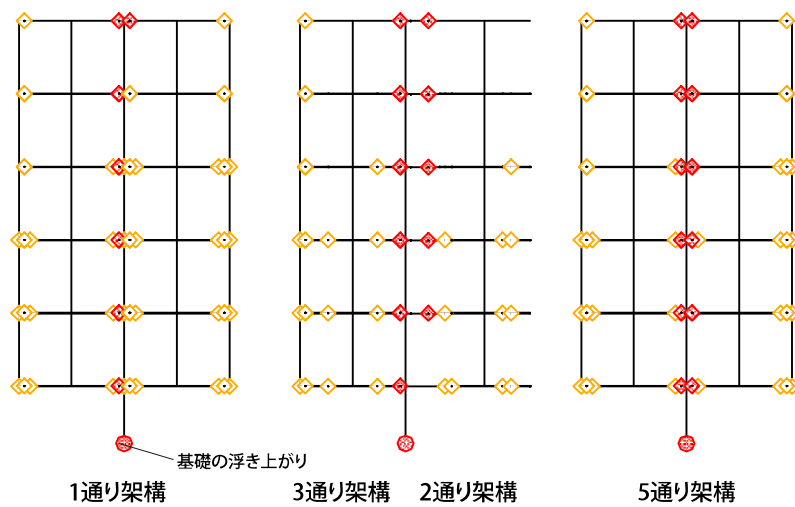
ここで, K_{hb}' は水平地盤ばね定数の虚部である。

5.3.3 解析結果

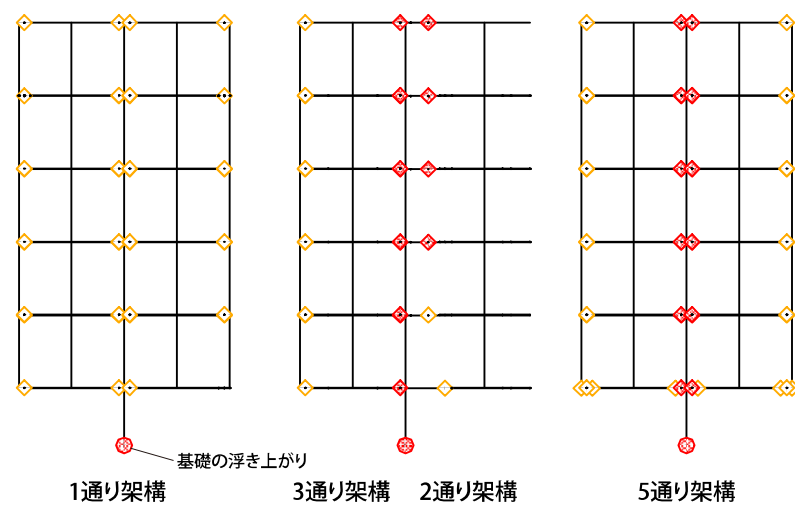
表 8 の地盤 A に対する告示 3 波の基礎底面位置での地震波を入力して時刻歴地震応答解析を行った。減衰は瞬間剛性比例型とし、上部構造の減衰定数は連成系の 1 次固有周期に対して 3%とした。表 13 に CASE1 での固有値解析結果を示す。連成系の 1 次固有周期は 0.268 秒である。図 34 に告示 3 波による最大応答時の上部構造の損傷の様子を示す。図中の◇印および◆印は各非線形ばねがそれぞれ第 1 折点と第 2 折点に達したことを示す。図 35 および図 36 には各地震波に対する各層の層せん断力係数および応答水平変位の最大値を示す。また、回転地盤ばねの最大変形による各層の水平変位を合わせて併記する。

表 13 CASE1 固有値解析結果

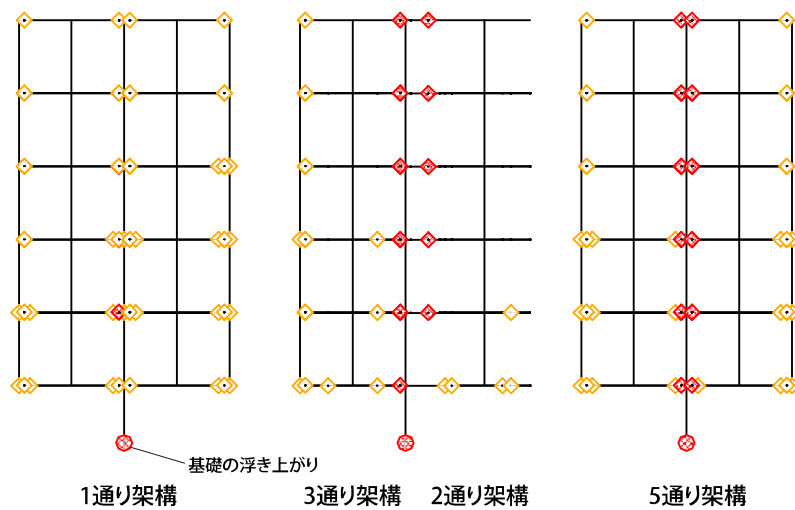
次数	周期	振動数	円振動数	刺激係数	
	T	f	ω	β_x	β_z
1	0.268	3.725	23.407	1.369	-0.012
2	0.101	9.889	62.135	-0.398	-0.045
3	0.046	21.617	135.825	0.018	-1.445
4	0.037	27.299	171.527	-0.014	1.306
5	0.036	27.643	173.684	-0.053	-0.306
6	0.032	31.718	199.287	0.024	0.012
7	0.030	33.256	208.952	0.000	1.282
8	0.024	42.171	264.966	0.018	-0.027
9	0.020	51.244	321.973	-0.013	0.073
10	0.018	54.429	341.990	-0.002	-0.110



乱数位相波



八戸位相波



神戸位相波

図 34 最大応答時の損傷の様子

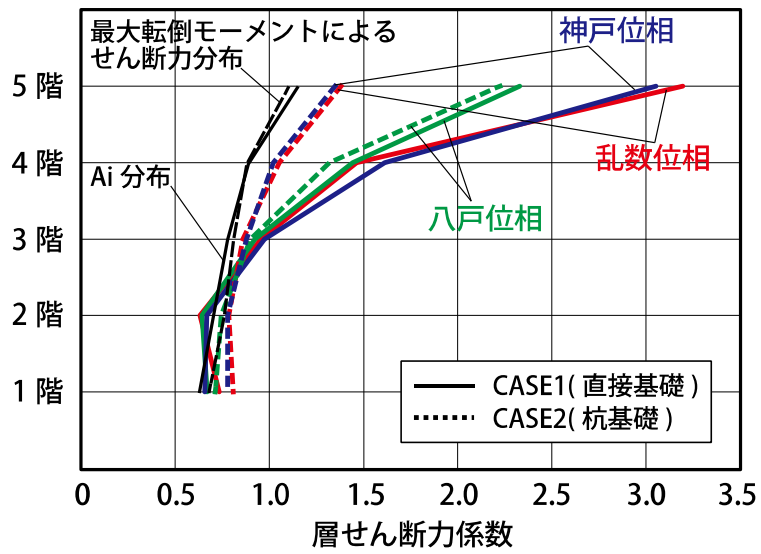


図 35 各層の最大層せん断力係数の最大値

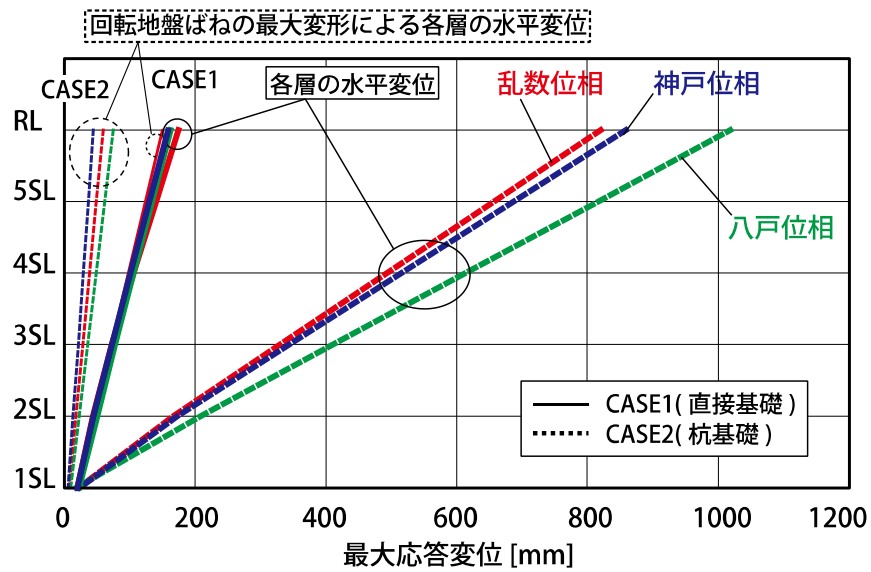


図 36 各層の最大応答変位

1 階層せん断力係数の最大値(C_{Q1MAX})は 0.73 であり、回転地盤ばねが最大耐力に達している。つまり、基礎の浮き上がりが発生している。図 36 から上部構造の水平変位の 86-93%が基礎の浮き上がりによるロッキングに起因していることが分かる。また、連層壁間の JQ ばねと SBM ばねが最大耐力に達しており、鉛直接合部と境界梁のせん断破壊が発生している。一方、SB ばねと CR ばねは最大耐力に達していない。また、同解析結果による耐震壁の最大せん断応力度は $1.8/\text{mm}^2$ である。著者らの耐震壁実験⁵⁾による壁の最大せん断応力度は $2.0\text{--}2.7\text{N}/\text{mm}^2$ であることから、建物の耐震壁がせん断破壊する可能性は低い。従って、上部構造の崩壊よりも基礎の浮き上がりによる建物のロッキングが先行することがわかる。

次に、地震荷重分布に関して考察する。著者らの既往研究²⁾における対象建物の静的増分解析による保有水平耐力計算では地震荷重分布を A_i 分布と仮定した。一方、壁式構造建物の実大実験では、その荷重分布を逆三角形分布⁸⁾や等分布³⁰⁾としており、また限界耐力計算法では建物の高さ方向の振動形を取り入れた外力分布(bdi)²⁸⁾が示されている。そこで、地震応答解析により得られた地震荷重分布を用いて既往の静的増分解析を行い、 A_i 分布による結果と比較した。 A_i 分布を用いた静的増分解析による保有水平耐力時の分布係数を図 35 に示す。同図より、地震応答解析で得られる地震荷重分布は A_i 分布よりも上階で高い。連層耐震壁間の鉛直方向のずれに伴う連層壁のロッキングが上部構造の耐震性能を決定する主要因であるため、地震荷重分布による上部構造の転倒モーメントの増減は建物の保有水平耐力に影響すると考えられる。図 35 の CASE1(乱數位相波)の分布係数を用いた静的増分解析による建物の保有水平耐力では、1 階層せん断力係数 C_{Q1MAX} は 0.56 であり、 A_i 分布の場合($C_{Q1MAX}=0.64$)と比較して 12%程耐力が低くなった。ただし、同検討で用いた地震荷重分布は時刻歴の中での各層それぞれの最大値による分布であり、同分布による上部構造の転倒モーメントが時刻歴の中での最大値ではない。

地震応答解析での C_{Q1MAX} が 0.73 と大きいにも関わらず、上部構造の損傷の様子は既往の静的増分解析による保有水平耐力時の損傷の様子と概ね同様である。これは、地震応答解析による上部構造の最大転倒モーメント ($7.3 \times 10^4 \text{kNm}$) が、 A_i 分布を用いた静的増分解析での保有水平耐力時の転倒モーメント ($7.8 \times 10^4 \text{kNm}$) 以下であるためである。従って、連層壁のロッキングが上部構造の耐震性能を決定する主要因である既存 WPC 構造集合住宅建物の張間方向の静的増分解析による保有水平耐力計算では、地震応答解析による最大転倒モーメント発生時のせん断力分布を地震荷重分布とする可能性が考えられる。図 35 に CASE1(乱數位相波)による最大転倒モーメント発生時のせん断力分布を示す。同図より、 A_i 分布と最大転倒モーメントによる分布係数が概ね等しいことから、張間方向の保有水平耐力計算に用いる地震荷重分布を A_i 分布とする妥当性がある。一方、ここでの応答解析と増分解析の検討から、直接基礎の場合の保有水平耐力時の 1 階層せん断力係数 C_{Q1MAX} は、 $0.56 < C_{Q1MAX} \leq 0.73$ の範囲であると考えられる。

5.4 杭基礎の場合の張間方向の地震応答解析

5.4.1 地盤ばねの概要と地盤の等価線形解析

杭基礎の場合 (CASE2) の地盤ばねの設定について述べる。CASE2 の SR モデルにおける水平地盤ばねと回転地盤ばねは群杭効果を考慮して算出した²¹⁾。水平地盤ばねの算定には, Francis の式と Gazetas らによる方法を参考にした地盤ばね定数 K_{HG} と減衰係数 C_{HG} および等価減衰定数 h_{HG} の評価方法²¹⁾を用いた。回転地盤ばね定数 K_{RG} の算定には, Randolph による杭周上下地盤ばねと杭先端上下地盤ばねから単杭の杭頭での上下ばねを求め, 杭配置を考慮して K_{RG} を算出した²⁸⁾。地盤ばね算出においては, 図 17 の杭配置を杭間隔が均等な 5 列×14 列の整列配置と仮定した。これは計算の簡略化を意図したもので, 総杭本数 (70 本) は一致し, 精算した場合でも地盤ばねの値に大差はない。回転地盤ばねの等価粘性減衰定数は, 表層地盤より杭支持層の影響が大きいと考えられるため²¹⁾, 支持層の減衰定数の 2% とした。

回転地盤ばねについては, 建物の自重による曲げ戻し力 (傾斜復元力) の 6.5×10^4 kNm と建物の端部を軸として引張力が作用する杭頭の接合筋が全て引張降伏する場合の曲げ戻し力の 6.2×10^4 kNm の累加を最大耐力とし, 同耐力到達後はそれを維持するとした。前章の静的増分解析で検討したように, 杭の引抜や杭頭の接合筋の抜け出しが先行する可能性もあるが, 本研究の地震応答解析では接合筋の引張降伏先行を仮定した。

地盤ばねの算出に用いる等価地盤物性値は CASE1 と同様に等価線形解析により算出した (図 32)。

5.4.2 地盤ばねの算出

杭基礎の場合の地盤ばねについて、水平地盤ばね定数 K_{HG} と減衰係数 C_{HG} および減衰定数 h_{HG} は Francis の式と Gazetas らによる方法を用いた参考文献²¹⁾に示される方法を用いて算出する。回転地盤ばね定数 K_{RG} は限界耐力計算法²⁸⁾によって算出する。地盤ばね算出時には群杭を考慮する。また、地盤 B を図 37 と表 14 に示すように適当な層厚に分割し、 i 層の上端を節点 i とする。ここでは、基礎側面地盤は考慮しておらず、基礎底面下の地盤層を第 1 層とする。算出式は以下による。

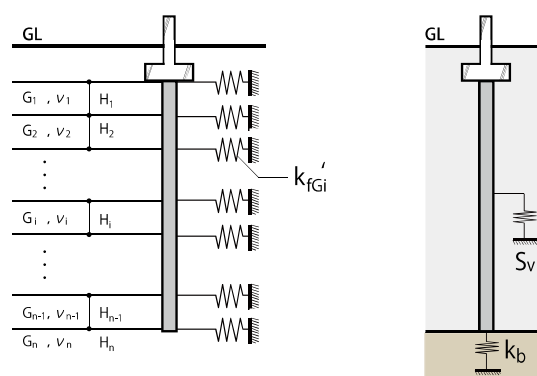


図 37 地盤ばね算出における層の分割

表 14 第 2 種相当地盤(地盤 B)の等価地盤物性値

層	土質	層厚 [m]	上端深度 [m]	Vse [m/s]	G [kN/m ²]	h	ν	
-	粘性土	1	0	85.8	13256	0.015	0.498	
1		1	-1	75.2	10166	0.051	0.498	
2		1	-2	59.9	6450	0.095	0.499	
3		1	-3	41.9	3156	0.133	0.500	
4		0.5	-4	31.7	1804	0.149	0.500	
5	砂質土	0.5	-4.5	87.5	12237	0.139	0.498	
6		1	-5	81.6	10667	0.148	0.499	
7		1	-6	68.5	7509	0.166	0.499	
8		1	-7	57.2	5231	0.179	0.499	
9		1	-8	48.5	3757	0.188	0.500	
10	砂質土	1	-9	42.8	2933	0.193	0.500	
11		1	-10	169.1	51482	0.074	0.494	
12		1	-11	167.5	50489	0.076	0.494	
13		1	-12	164.4	48623	0.081	0.494	
14		1	-13	161.4	46861	0.086	0.495	
15	砂質土	1	-14	157.5	44632	0.092	0.495	
16		1	-15	152.8	42008	0.099	0.495	
17		1	-16	147.7	39247	0.106	0.495	
18		粘性土	0.5	-17	89.9	13734	0.109	0.498
19			0.5	-17.5	88.1	13191	0.111	0.498
20	0.5		-18	86.5	12731	0.113	0.498	
21	砂質土	1	-18.5	212.7	81442	0.069	0.491	
22		1.1	-19.5	211.1	80192	0.072	0.491	
23		1.1	-20.6	209.3	78840	0.074	0.491	
24		1.1	-21.7	207.9	77772	0.076	0.491	
25		1.1	-22.8	206.0	76405	0.078	0.491	
26		1.1	-23.9	204.2	75050	0.080	0.491	
解放工学的基盤			-25	410	302580	0.020	0.469	

水平方向の地盤ばねに対する群杭係数の算出式を以下に示す。なお、回転方向の地盤ばねに対する群杭係数は1とした。

$$\beta_{HX} = 0.4 \cdot (S/B)^{0.3} \cdot (N_X/2)^{-0.74(S/B)^{-0.43}} \cdot (N_Y/2)^{-0.59(S/B)^{-0.54}} \quad (38)$$

$$\beta_{HY} = 0.4 \cdot (S/B)^{0.3} \cdot (N_X/2)^{-0.59(S/B)^{-0.54}} \cdot (N_Y/2)^{-0.74(S/B)^{-0.43}} \quad (39)$$

ここで、 β_{HX} はX方向に対する群杭係数、 β_{HY} はY方向に対する群杭係数、 S は杭間隔[m]、 B は杭径[m]、 S/B は加力方向の値、 N_X はX方向の杭本数、 N_Y はY方向の杭本数である。

$$k_{fSi} = \frac{1.3E_{Si}}{1 - \nu_{Si}^2} (E_{Si}B^4 / E_p I_p)^{1/12} \quad (40)$$

$$k'_{fSi} = 0.5(k_{fSi-1} \cdot H_{i-1} + k_{fSi} \cdot H_i) \quad (41)$$

$$k'_{fGi} = k'_{fSi} \cdot N_p \cdot \beta_{HY}^{4/3} \quad (42)$$

ここで、 k_{fSi} はi層における単杭の単位厚さあたりの水平方向の地盤ばね係数[kN/m²]、 k'_{fSi} は単杭の各節点に取り付ける杭周地盤ばねのばね定数[kN/m]、 k'_{fGi} は群杭に対する杭周地盤ばね定数[kN/m]である。また、 E_{Si} はi層のヤング係数[kN/m²]、 ν_{Si} はi層のポアソン比、 E_p は杭のヤング係数で27.9[kN/m²]、 I_p は杭の断面2次モーメント[m⁴]、 H_i はi層の層厚[m]、 N_p は杭総本数である。

水平地盤ばね定数 K_{HG} [kN/m] は以下のような収束計算により算出する。まず、杭頭を回転拘束した無限長さの杭を仮定した場合、杭頭を力 P で水平方向に加力した時の弾性支承梁の理論解で求まる深さ z での変位 $u(z)$ および杭頭の地盤ばね K_{HG1} [kN/m] は以下の式で算出される。

$$u(z) = \frac{P}{4N_p E_p I_p \beta^3} e^{-\beta z} (\sin \beta z + \cos \beta z) \quad (43)$$

$$K_{HG1} = P/u(0) = 4N_p E_p I_p \beta^3 = (4N_p E_p I_p)^{1/4} \cdot (\overline{k_G})^{3/4} \quad (44)$$

ここに、

$$\beta = (\overline{k_G} / 4N_p E_p I_p)^{1/4} \quad (45)$$

である。(44)式で用いる杭周地盤ばね定数 k_G [kN/m²] は一定値であるため、各層で地盤ばね定数が異なる場合は平均的な値を設定する必要がある。そこで、各層の地盤剛性に応じて評価した群杭の杭周地盤ばね k_{Gi}' を用いて算出する。まず、杭頭を加力した状態を想定すると、杭頭せん断力と杭の地盤反力の合計が釣り合うことから(46)式が成り立つ。その際、杭頭変位を1とし、杭の変位分布は(47)式を用いる。

$$P = \sum k_{Gi}' u_i \quad (46)$$

これを杭頭変位で除すことにより杭頭の地盤ばね定数 K_{HG2} [kN/m] が求まる。

$$K_{HG2} = \sum k_{Gi}' u_i / u_1 \quad (47)$$

ここで、 u_i は節点 i における水平変位である。

次に、地盤ばね定数 K_{HG1} と K_{HG2} が一致するように、杭周地盤ばね定数 k_G を収束計算で求める。つまり、初期値として表層の杭周地盤ばねの平均値(例えば、杭頭から杭径の5倍までの深さの杭周地盤ばねの平均値)を設定し、 K_{HG1} と K_{HG2} を求める。ついで、以下の式により収束計算1回目の k_G を算出し、これと初期の k_G の二乗平均により収束計算2回目の初期の k_G とする。以上を繰り返し、水平地盤ばね K_{HG} を算出する。

$$\overline{k_G} = K_{HG}^{4/3} / (4N_p E_p I_p)^{1/3} \quad (48)$$

水平地盤ばねの減衰係数 C_{HG} および等価粘性減衰定数 h_{HG} は、本研究での杭基礎の場合では、連成系振動数 $f(=2.52[1/s]) > \text{地盤卓越振動数 } f_g (=1.29[1/s])$ なので、以下の式を用いる。

$$C_{HG} = h_{HG1} K_{HG}' / (\pi f) + C_{HG2} (f - f_g) / f \quad (49)$$

$$h_{HG} = h_{HG1} + C_{HG2} \pi (f - f_g) / K_{HG} \quad (50)$$

ここに、

$$h_{HG1} = K_{HG}' / 2K_{HG} = \sum h_i k_{fGi}' u_i / \sum k_{fGi}' u_i \quad (51)$$

$$K_{HG}' = 2h_{HG1} K_{HG} + C_{HG2} 2\pi (f - f_g) \quad (52)$$

$$C_{HG2} = \sum c_{gi}' u_i / u_1 \quad (53)$$

$$c_{gi}' = \min(c_{gGi}', c_{gBi}') \quad (54)$$

$$c_{gGi}' = c_{gSi}' \cdot N_p \quad (55)$$

$$c_{gSi}' = 0.5 \{ c_{gSi-1}' \cdot H_{i-1} + c_{gSi}' \cdot H_i \} \quad (56)$$

$$c_{gSi} = 1.57 \rho_i B (V_{Lai} + V_{Si}) \quad (57)$$

$$V_{Lai} = \frac{3.4 V_{Si}}{\pi (1 - \nu_{Si})} \quad (58)$$

$$c_{gBi}' = 0.5 \{ c_{gBi-1}' \cdot H_{i-1} + c_{gBi}' \cdot H_i \} \quad (59)$$

$$c_{gBi} = 2 \rho_i (\beta_{HY} V_{Lai} + \beta_{HX} V_{Si}) \quad (60)$$

である。 h_{HG1} は地盤ばねの減衰定数、 K_{HG}' は地盤ばねの減衰項(虚部) [kN/m]、 C_{HG2} は地盤ばねの虚部の勾配(減衰係数) [kNs/m]、 c_{gi}' は群杭に対する減衰係数 [kNs/m]、 c_{gSi} は単杭に対する水平方向の単位長さあたりの減衰係数 [kNs/m²]、 c_{gSi}' は杭の節点に設ける単杭の減衰係数 [kNs/m]、 c_{gGi}' は群杭に対する減衰係数 [kNs/m]、 c_{gBi} は基礎底面の大きさを考慮した減衰係数 [kNs/m²]、 c_{gBi}' は杭の節点に設ける減衰係数 [kNs/m] である。また、 ρ_i は i 層の密度 [t/m³]、 V_{Si} は i 層の等価 S 波速度 [m/s]、 V_{Lai} は i 層の Lysmer の波動速度 [m/s] である。

回転地盤ばね定数 K_{RG} の算出式を以下に示す。まず，Randolf による杭周上下地盤ばね S_V [kN/m²] は下式による。

$$S_V = 2\pi G_e / \log_e (2r_m / B) \quad (61)$$

ここに，

$$r_m = 2.5L(1 - \nu_e) \quad (62)$$

$$G_e = 1/L \cdot \sum G_i H_i \quad (63)$$

$$\nu_e = 1/L \cdot \sum \nu_i H_i \quad (64)$$

である。 B は杭径 [m]， L は杭長さ [m]， G_e は表層地盤の平均せん断剛性 [kN/m²]， G_i は i 層のせん断剛性 [kN/m²]， ν_e は表層地盤の平均ポアソン比， ν_i は i 層のポアソン比， H_i は i 層の層厚 [m] である。

次に杭先端の上下地盤ばね定数 k_b [kN/m] は以下の式により算出する。

$$k_b = \frac{3\pi}{8} \frac{\pi G_b B}{2(1 - \nu_b)} \quad (65)$$

ここで， G_b は支持層のせん断剛性 [kN/m²]， ν_b は支持層のポアソン比である。

単杭の杭頭の上下地盤ばね定数は以下の式により算出する。

$$K_{VS} = E_p A \beta_s \frac{E_p A \beta_s (1 - e^{-2\beta_s L}) + k_b (1 + e^{-2\beta_s L})}{E_p A \beta_s (1 + e^{-2\beta_s L}) + k_b (1 - e^{-2\beta_s L})} \quad (66)$$

ここに，

$$\beta_s^2 = S_V / E_p A \quad (67)$$

である。 A は杭の断面積 [m²] である。

以上より，群杭基礎の回転地盤ばねのばね定数は，杭配置から各杭の座標を用いて，以下の式で算出する。

$$K_{RGY} = \beta_R \sum K_{VS} \cdot x_i^2 \quad (68)$$

ここで， β_R は回転方向の群杭係数で 1 とし， x_i は回転軸からの各杭の座標である。

5.4.3 解析結果と杭応力評価

表8の地盤Bに対する告示3波の自由地盤の基礎底面位置での地震波を入力波として時刻歴地震応答解析を行った。ここでは、杭が表層地盤の挙動を拘束して地震波が自由地盤でのそれと比較して小さくなる傾向²¹⁾は評価できていない。減衰の設定は直接基礎の場合と同様である。表15にはCASE2での固有値解析結果を示す。連成計の1次固有周期は0.398秒である。図38に告示3波による最大応答時の上部構造の損傷の様子を示す。図35および図36には各地震波に対する各層の層せん断力係数の最大値および応答水平変位の最大値を示す。また、回転地盤ばねの最大変形による各層の水平変位を合わせて併記する。

1階層せん断力係数の最大値(C_{Q1MAX})は0.82である。連層壁間の鉛直接合部と境界梁ではせん断破壊が発生しており、また1階脚部のSBばねとCRばねが最大耐力に達していることから、水平接合部の破断が発生している。上部構造の応答水平変位が大きいのは、1階脚部のSBばねおよびCRばねの変位増大によるためであり、回転地盤ばねによるロッキング変位は比較的小さい。同解析結果による耐震壁の最大せん断応力は、2通りの1階耐震壁で 2.1N/mm^2 である。

表 15 CASE2 固有値解析結果

次数	周期	振動数	円振動数	刺激係数	
	T	f	ω	β_x	β_z
1	0.398	2.516	15.806	1.319	-0.009
2	0.136	7.334	46.078	-0.334	-0.037
3	0.046	21.602	135.731	0.008	-1.456
4	0.037	27.150	170.590	0.021	0.076
5	0.037	27.302	171.541	0.002	1.335
6	0.033	30.168	189.554	0.016	0.051
7	0.030	33.256	208.952	0.000	1.282
8	0.025	40.331	253.410	-0.010	0.031
9	0.020	50.586	317.842	0.007	-0.073
10	0.019	53.864	338.436	-0.003	-0.172

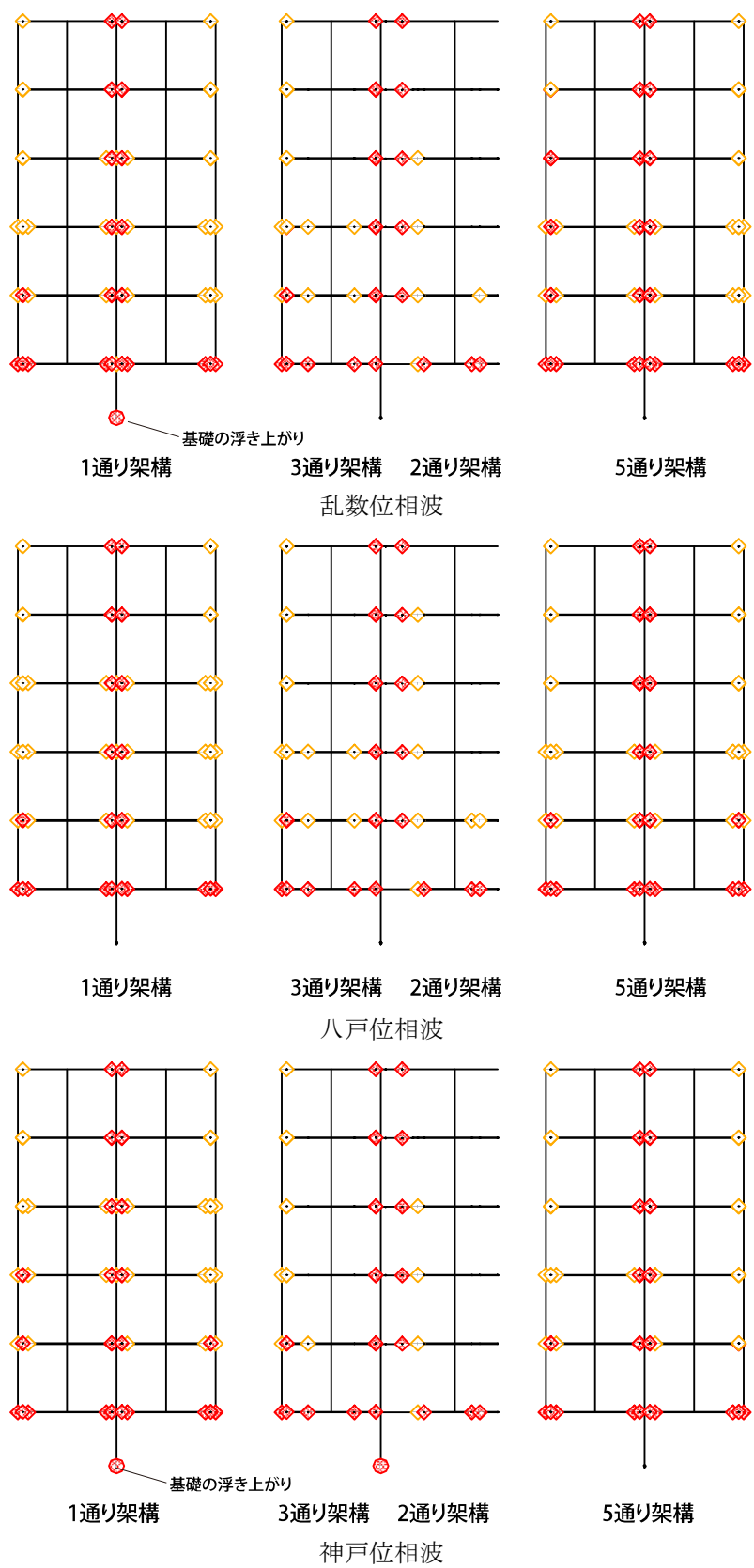


図 38 最大応答時の損傷の様子

杭の応力評価に用いる解析モデルの概要を図 39 に示す。単杭でモデル化し，群杭を考慮した杭周水平地盤ばねを設定した。同ばねは，前述した Francis の式を用いる方法により算出したばね定数 k_{fG} を用いた。上部構造からのせん断力 (建物慣性力) として，SR モデルの水平地盤ばねの最大ばね反力を入力した。また，等価線形解析で得られた地盤の最大応答変位を用いて，強制変形として地盤ばねを介して杭に与えた。建物慣性力と地盤変形による杭応力の重ね合わせについては，地盤 1 次卓越周期が建物 1 次固有周期より大きい²¹⁾ため，曲げとせん断共に単純和とした。発生応力と耐力の比較により損傷状態を定性的に評価することを目的として，杭は弾性とした。

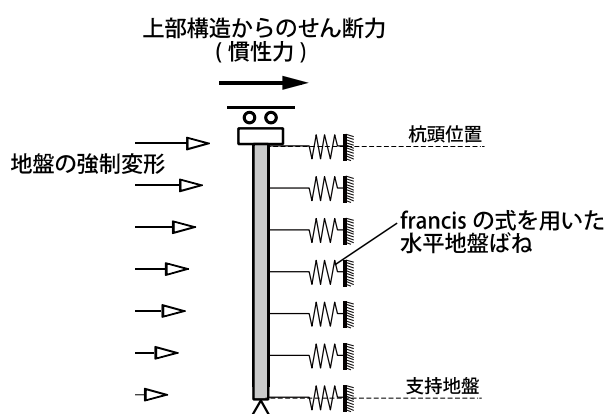


図 39 杭応答の解析モデル

図40から図42に、建物慣性力、地盤強制変形およびそれらの重ね合わせによる杭応力を示す。また、地震時の変動軸力による杭耐力の増減を考慮し、杭の軸力比が0と0.4における曲げ終局耐力 M_u とせん断終局耐力 Q_{su} を参考文献^{12, 19)}に準じて算出し、図42に併記した。対称建物の杭の配筋に関する情報が入手できていないため、同耐力の算出において、杭配筋はJIS¹²⁾規格の必要最小鉄筋量を満たすように、主筋は6-9φ(鉄筋比0.84%)を、せん断補強筋は6φ@100を仮定した。

図42の杭の発生応力と耐力の比較から、大地震時の杭頭の曲げ降伏やせん断破壊が発生する可能性が認識できる。杭頭での変形は建物慣性力による影響が大きく、地盤変形により層の変わり目でせん断力が多い。杭のせん断破壊は杭支持力を低下させるため、建物の耐震性能へ影響を及ぼす可能性がある。

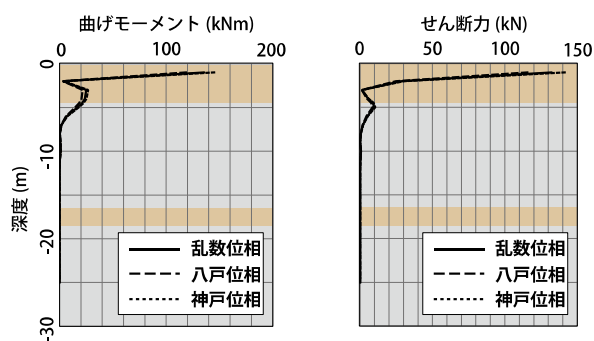


図40 建物慣性力による杭応力

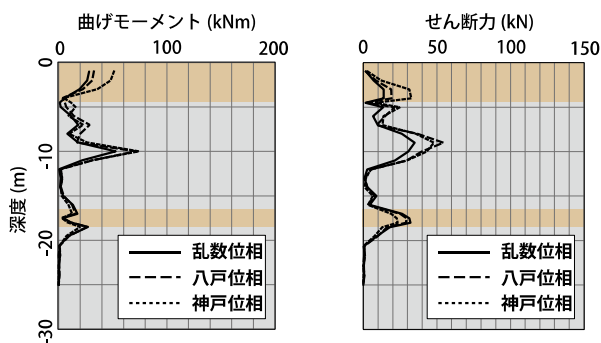


図41 地盤強制変形による杭応力

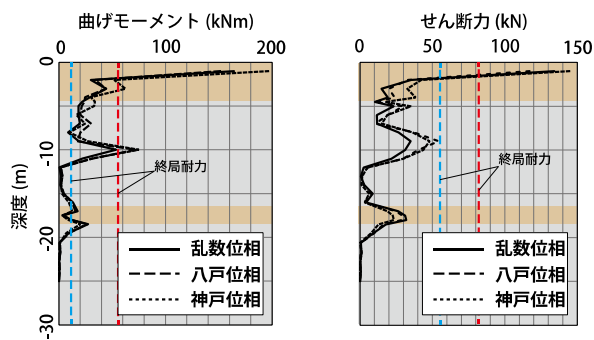


図42 重ね合わせ(単純和)による杭応力

SR モデルによる地震応答解析での 1 階層せん断力係数の最大値は 0.82 であり、耐震壁の最大せん断応力度は 2.1N/mm^2 である。これは、耐震壁の最大せん断応力度の実験値¹⁾ ($2.0\text{--}2.7\text{N/mm}^2$) の下限であり、せん断破壊の可能性がある。ただし、本解析では杭を弾性としており、発生応力との比較から杭のせん断破壊の可能性がより高いことを考えると、上部構造への入力は低下し、杭基礎の場合でも耐震壁のせん断破壊の可能性は高くないと考えられる。

また、本研究の杭基礎の水平地盤ばねは、杭の寄与を考慮した方法²¹⁾で算出したが、限界耐力計算法ではこれを考慮せず、杭基礎の場合でも水平地盤ばねは CASE1 と同様の方法で算出される。参考までに、限界耐力計算法で CASE2 の水平地盤ばね定数を算出すると、 K_{HG} の 43% である。同値を用いた SR モデルの地震応答解析の $C_{Q1\text{MAX}}$ は 0.73 (乱数位相波) であり、耐震壁の最大せん断応力度は 1.7N/mm^2 である。

5.5 液状化層を含む地盤に立地する杭基礎の場合の張間方向の地震応答解析

液状化層を含む地盤に立地する杭基礎の場合の地震応答解析を行い、液状化による建物の応答と杭応力への影響を把握する。本来は、FL 値による地盤の液状化判定を行い、液状化層の水平地盤反力係数の低減率 β を算出して液状化地盤の全応力解析(等価線形解析や応答スペクトル法等)を行うが、ここでは表層地盤中の中間層の液状化による剛性低下が及ぼす影響について確認することを目的とするため、表 10 に示す地盤 B の砂質土層を液状化層とし、その低減率 β を 0.5 と仮定して地震応答解析を行う。

液状化層を含む地盤の等価線形解析は、以下の手順で行う。(1)非液状化層の等価地盤物性値は、等価線形解析により求めた等価せん断剛性と等価減衰定数を用いる。(2)液状化層については、水平地盤反力係数の低減率 β から液状化層での等価せん断剛性を評価し、減衰定数は(1)と同様の値を用いる。(3)地盤応答は、(1)と(2)で求めた等価地盤物性値を用いて、等価線形解析により評価する。

5.5.1 液状化地盤の等価線形解析と応答スペクトル法

液状化を考慮した地盤 B の等価線形解析による最大応答値と等価地盤物性の深度分布を図 43 に示し、地表面における応答波の加速度応答スペクトルを図 44 に示す。また、液状化層の地盤剛性低下を考慮した SR モデルにおける地盤ばね定数と減衰係数を表 16 に示す。

図 43 に示す地盤の最大歪結果では、液状化層で最大歪が 1.0%を大きく超えており、一般的な等価線形解析の適用範囲内ではないことが分かる。参考文献²¹⁾では、応答歪が大きくなる地盤の等価線形解析の結果に関して、同解析による応答変位や歪は詳細な解析法である有効応力解析と良く対応するが、地表での時刻歴加速度波形や応答スペクトルについては必ずしも良く対応しているとは言えず、地表での加速度応答スペクトルの振幅は短周期領域で低減し、長周期域で大きくなる傾向にある等の特徴が示されている。一方で、応答スペクトル法による地表での加速度応答スペクトルの算出結果は、有効応力解析による加速度応答スペクトルを包絡する特徴が示されている。従って、応答歪が大きくなる地盤について、最大歪より得られる等価地盤物性値と同値を用いた地盤ばねの算出は等価線形解析でも有効であり、地震増幅による地表での地震波形および加速度応答スペクトルの算出は応答スペクトル法が有効であると考えられる。

そこで、多層地盤へ拡張した応答スペクトル法(提案 Gs)²¹⁾による加速度応答スペクトルを算出し、等価線形解析結果と比較した。なお、応答スペクトル法に用いる地盤物性値は等価線形解析により得られた等価地盤物性値を用いた。図 44 には応答スペクトル法により算出した地表での加速度応答スペクトルを併記する。

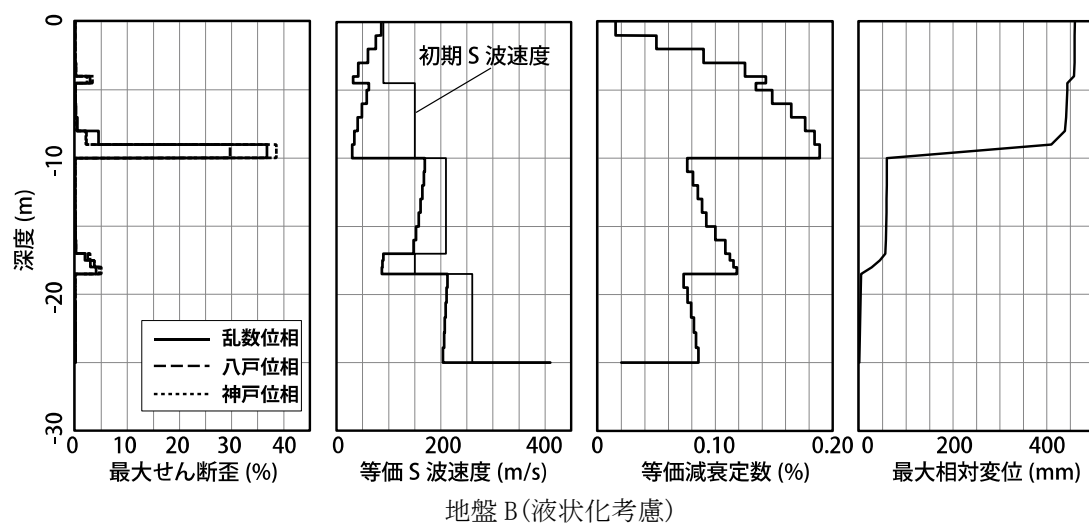


図 43 等価線形解析による自由地盤地震応答解析結果

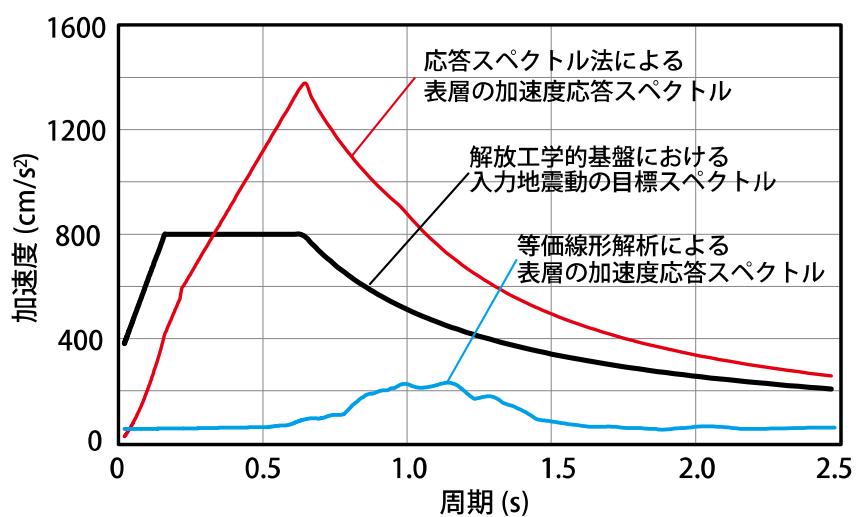


図 44 加速度応答スペクトル 減衰 5%

表 16 地盤ばね設定値

	杭基礎 (CASE2)	杭基礎 (液化化考慮)
水平地盤ばね定数 K_H [kN/m]	7.48×10^5	7.68×10^5
水平地盤ばねの等価減衰定数 h_H [%]	1.72×10^4 (17.9)	1.82×10^4 (17.7)
回転地盤ばね定数 K_R [kNm/rad]	1.17×10^8	1.16×10^8
回転地盤ばねの等価減衰定数 h_R [%]	2.0	2.0
回転地盤ばね最大モーメント (建物の曲げ戻し力) [kNm]	1.27×10^5	1.27×10^5

応答スペクトル法による加速度応答スペクトルの算出式を以下に示す。増幅係数 G_s を 1 次周期 T_1 と 2 次周期 T_2 での増幅率 G_{S1} と G_{S2} から、以下の式で定める。

$$T \leq 0.8T_2 \quad G_s = G_{S2} \frac{T}{0.8T_2} \quad (69)$$

$$0.8T_2 < T \leq 0.8T_1 \quad G_s = \frac{G_{S1} - G_{S2}}{0.8(T_1 - T_2)} T + G_{S2} - 0.8 \frac{G_{S1} - G_{S2}}{0.8(T_1 - T_2)} T_2 \quad (70)$$

$$0.8T_1 < T \leq 1.2T_1 \quad G_s = G_{S1} \quad (71)$$

$$1.2T_1 < T \quad G_s = \frac{G_{S1} - 1}{\frac{1}{1.2T_1} - 0.1} \frac{1}{T} + G_{S1} - \frac{G_{S1} - 1}{\frac{1}{1.2T_1} - 0.1} \frac{1}{1.2T_1} \quad (72)$$

ここで、増幅率 G_{S1} と G_{S2} は以下の式により算出する。

$$G_{S1} = G_{S1_1} \times \cdots \times G_{S1_i} \times \cdots \times G_{S1_{n-1}} \quad (73)$$

$$G_{S2} = G_{S2_1} \times \cdots \times G_{S2_i} \times \cdots \times G_{S2_{n-1}} \quad (74)$$

$$G_{S1_i} = \frac{1}{\alpha_i + 1.57h_i'} \quad (75)$$

$$G_{S2_i} = \frac{1}{\alpha_i + 4.71h_i'} \quad (76)$$

$$\alpha_i = \frac{\rho_i V_{Si}}{\rho_{i+1} V_{Si+1}} \quad (77)$$

$$h_i' = \frac{h_i \cdot \frac{G_i}{2H_i} (u_{i+1} - u_i)^2}{\sum_{i=1}^{n-1} \frac{G_i}{2H_i} (u_{i+1} - u_i)^2} \quad (78)$$

ここで、 ρ_i は第 i 層の密度 (t/m^3)、 V_{Si} は第 i 層の等価 S 波速度 [m/s]、 h_i は第 i 層の減衰定数、 G_i は第 i 層の等価せん断剛性 [kN/m^2]、 H_i は第 i 層の層厚 [m]、 $u_{i+1} - u_i$ は層間変位 [m] である。また、 h_i' は各層の最大弾性歪エネルギーにより重みづけをした減衰定数である。これらの値は等価線形解析により得られた値を用いた。

5.5.2 解析結果と杭応力評価

応答スペクトル法で算出した加速度応答スペクトルに対応させた模擬地震波を作成し，SR モデルに入力して時刻歴地震応答解析を行った。模擬波の位相特性は乱数位相とした。図 45 に最大応答時の上部構造の損傷の様子を示す。

1 階層せん断力係数の最大値 (C_{Q1MAX}) は 0.81 である。同解析結果による耐震壁の最大せん断応力は 1.7N/mm^2 であり，耐震壁がせん断破壊する可能性は低いと考えられる。図 46 から図 48 に，建物慣性力，地盤強制変形およびそれらの重ね合わせによる杭応力を示す。また，杭の軸力比が 0 と 0.4 における曲げ終局耐力 M_u とせん断終局耐力 Q_{su} を図 48 に併記した。

同結果より，液状化を考慮しない場合と比較して，地盤の強制変形により特に液状化層での杭に発生する曲げモーメントおよびせん断力が大きいことが確認できる。従って，地盤層内に液状化層や相対的に地盤剛性が低い層が含まれる場合には，杭頭だけでなく同層内での杭のせん断破壊が発生する可能性も考えられる。また，液状化を考慮した場合でも上部構造の応答と損傷の様子には大きな変化は見られない。従って，建物の耐震性能は地盤変形による杭のせん断破壊が先行することがより支配的になる可能性がある。

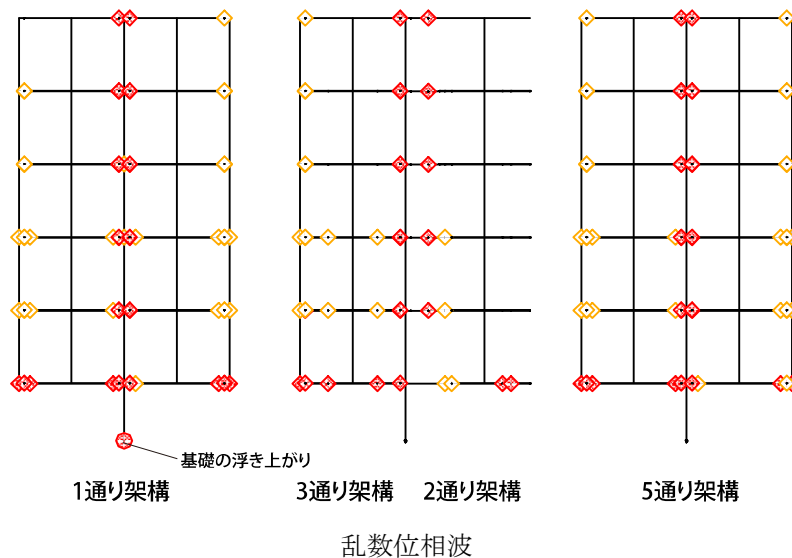


図 45 最大応答時の損傷の様子

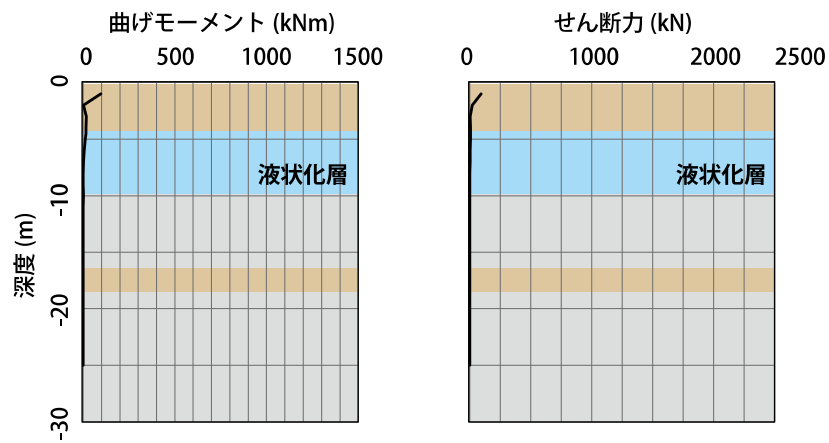


図 46 建物慣性力による杭応力

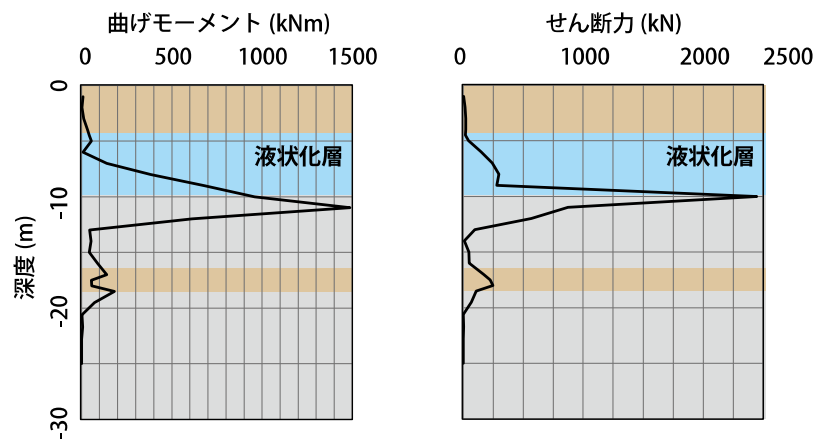


図 47 地盤強制変形による杭応力

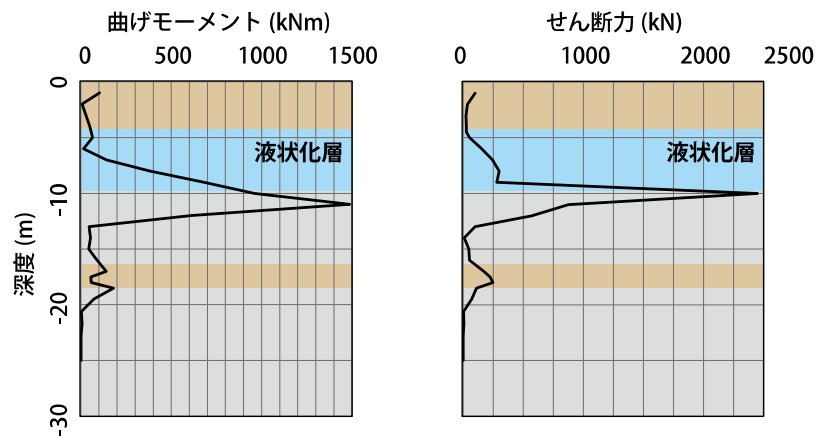


図 48 重ね合わせ(単純和)による杭応力

5.6 新設開口時の地震応答解析

本節では、直接基礎と杭基礎の場合で、5 通り耐震壁に開口を新設した場合の SR 解析を行う。開口新設は 1 階から 5 階までの連層開口とする。開口新設によるモデル化は既往の静的増分解析モデルと同様である。入力地震波は乱数位相波とした。

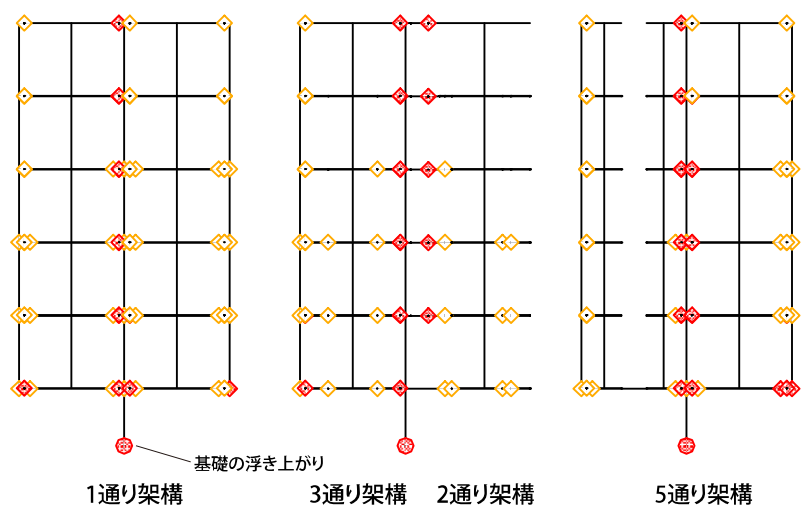
開口新設時の CASE1 と CASE2 の固有値解析の結果、連成系の 1 次固有周期はそれぞれ 0.276 秒と 0.403 秒である。開口新設前と比べて、上部構造の水平剛性が低下したことにより 1 次固有周期が長周期化している。

表 17 に、各解析ケースの最大層せん断力係数と最大相対変位を示す。また、図 49 には CASE1 の最大応答時の損傷の様子を、図 50 には CASE2 の最大応答時の損傷の様子を示す。

直接基礎と杭基礎の場合で、5 通り耐震壁に開口を新設した場合の SR モデルで地震応答解析を行った結果、 C_{Q1MAX} は CASE1 で 0.78、CASE2 で 0.73 である。開口新設前と比較して、 C_{Q1MAX} の値は直接基礎モデルで増大しているが、最大転倒モーメントは減少している。また、最大応答変位も開口新設に伴い増大している。杭基礎の場合では、 C_{Q1MAX} と最大転倒モーメントは減少し、応答変位は増大している。また、新設開口脇の耐震壁での発生せん断応力度の最大値は CASE1 で 2.4N/mm^2 、CASE2 で 2.2N/mm^2 である。従って、開口新設に伴い、耐震壁のせん断破壊が発生する可能性がある。

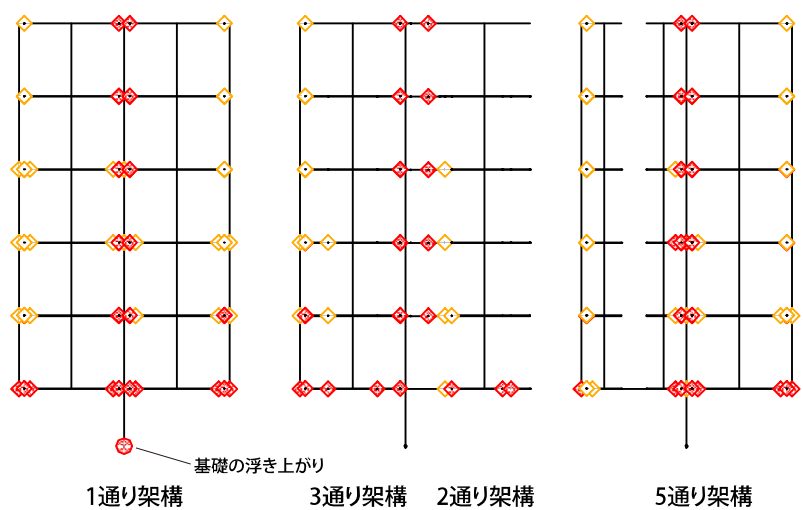
表 17 開口新設時 地震応答解析結果

	直接基礎 (CASE1)		杭基礎 (CASE2)	
	最大相対変位 [mm]	最大層せん断力係数	最大相対変位 [mm]	最大層せん断力係数
FL1 (FL2-FL1)	14.8	0.78	21.5	0.73
FL2 (FL3-FL2)	45.7	0.73	209.9	0.72
FL3 (FL4-FL3)	90.5	0.82	418.1	0.70
FL4 (FL5-FL4)	137.5	1.33	626.4	0.89
FL5 (RL-FL5)	185.0	2.5	834.5	1.19
RL	232.7		1042.3	



乱数位相波

図 49 CASE1 最大応答時の損傷の様子



乱数位相波

図 50 CASE2 最大応答時の損傷の様子

第6章 まとめ

本研究では、高度経済成長期に建設された既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート(WPC)構造集合住宅建物の躯体改修を伴う有効活用の実現を目的として、大地震時における標準的な5階建て集合住宅建物の基礎と地盤を考慮した解析的耐震性能評価を行った。

まず、対象建物に対して、静的解析の範囲で基礎構造を含めた上部構造の保有水平耐力と建物挙動を評価した。基礎構造は直接基礎と杭基礎を想定し、杭に対しては上部構造からの慣性力のみを考慮した。ただし、ここでは建物と地盤の動的相互作用と杭の損傷は評価できていない。

(1-3)

次に、接合部の非線形挙動を評価できる上部構造と地盤ばねを含む基礎構造とで構成される2次元連成系モデル(SRモデル)を作成して、極めて稀に発生する地震動レベルでの時刻歴地震応答解析を行った。基礎形式は直接基礎と杭基礎を想定し、杭基礎については応答変位法により杭の損傷を評価した。(4-9)

本研究で得られた知見は以下の通りである。

1. 直接基礎構造では、張間方向の崩壊形は基礎の浮き上がりによる建物のロッキングで、全ての接合部と境界梁および基礎梁は最大耐力に達していない。保有水平耐力時の1階層せん断力係数 C_{qu1} は0.48(+Y)と0.50(-Y)である。桁行方向の C_{qu1} は0.65であり、基礎梁と壁梁の曲げ降伏による建物全体の損傷が支配的である。
2. 直接基礎構造において、5通り耐震壁に開口を新設した場合でも保有水平耐力は開口新設前と同等である。これは開口新設により建物の崩壊形が変化しないためであり、開口新設等による上部構造の耐力低下が建物全体としての保有水平耐力に影響を与えない可能性がある。
3. 地盤中間層のN値が5で杭長さが15mの場合と中間層のN値が20で杭長さが6mの場合の杭基礎構造における張間方向の耐震性能を評価した。 C_{qu1} はそれぞれ0.57(+Y)と0.55(-Y), および0.59(+Y)と0.58(-Y)である。杭の引抜耐力評価については不確実性が高いが、杭に一定の引抜耐力が期待できる場合の C_{qu1} は $0.55 < C_{qu1} < 0.65$ 程度と推定できる。

4. 直接基礎の場合は、大地震時に基礎の浮き上がりが発生する。従って、建物の崩壊形は、既往研究の基礎を固定とした静的増分解析では連層壁間の鉛直方向のずれを伴う連層壁のロッキングであったのに対し、基礎の浮き上がりによる建物全体のロッキングに移行する可能性がある。また、1階層せん断力係数の最大値(C_{Q1MAX})は0.73である。
5. 地震応答解析で得られた上部構造に作用する地震荷重分布を A_i 分布と比較すると、上階で値が大きい。この地震荷重分布を用いて基礎を固定とした静的増分解析を実施したところ、保有水平耐力時の C_{Q1MAX} は A_i 分布の場合と比較して12%低く、0.56となった。従って、保有水平耐力計算による直接基礎の建物の C_{Q1MAX} は $0.56 < C_{Q1MAX} \leq 0.73$ の範囲であると考えられる。
6. 杭基礎の場合は、杭応力の評価から、杭頭の曲げ降伏およびせん断破壊の可能性が考えられる。また、1階層せん断力係数の最大値 C_{Q1MAX} は0.82であるが、杭のせん断破壊が先行することで、上部構造への入力低下が考えられる。
7. 本研究における基礎と地盤を考慮した地震応答解析では、基礎の浮き上がりや杭の曲げ降伏およびせん断破壊が発生しており、実被害の傾向と一致する。耐震壁の発生せん断応力度の最大値は、直接基礎の場合はせん断破壊時の実験値以下であり、杭基礎の場合は実験値の下限である。杭の曲げ降伏およびせん断破壊による上部構造への入力低下を考慮すると、いずれの基礎形式においても、耐震壁のせん断破壊の可能性は限定的である。以上から、大地震時における既存 WPC 構造集合住宅建物の上部構造の高い耐震性能と、基礎の浮き上がりや損傷が先行する可能性を確認できた。
8. 液状化層を含む地盤に立地する杭基礎の場合の地震応答解析を行い、液状化による建物の応答と杭応力への影響を把握した。液状化地盤のように、等価線形解析による自由地盤地震応答解析で、最大応答歪が等価線形解析の適用範囲の1.0%を超える場合については、多層地盤へ拡張した応答スペクトル法で地表面の加速度応答スペクトルを算出することが考えられる。液状化層を含む地盤における杭応力評価では、液状化層の地盤変形によって液状化層での杭に発生するせん断力が大きい。このことから、地盤条件によっては杭頭だけでなく杭中間でせん断破壊が発生する可能性がある。
9. 直接基礎と杭基礎の場合で、5通り耐震壁に開口を新設した場合のSRモデルで地震応答解析を行った結果、 C_{Q1MAX} はCASE1で0.78、CASE2で0.73である。また、新設開口脇の耐震壁での発生せん断応力度の最大値はCASE1で 2.4N/mm^2 、CASE2で 2.2N/mm^2 である。従って、開口新設に伴い、耐震壁のせん断破壊が発生する可能性がある。

参考文献

- 1) 高木次郎, 下錦田聡志, 北山和宏, 見波 進: 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の静的解析モデルの構築, 耐震壁に新設開口を有する既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の耐震性能評価 その1, 日本建築学会構造系論文集, 第671号, pp113-120, 2012.1
- 2) 下錦田聡志, 高木次郎, 北山和宏, 見波 進: 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の解析モデルの改良と比較分析, 耐震壁に新設開口を有する既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の耐震性能評価 その2, 日本建築学会構造系論文集, 第680号, pp1589-1598, 2012.10
- 3) 高木次郎, 大関修平, 中橋芳貴: 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の鉛直接合部のせん断ばねモデル, 日本建築学会構造系論文集, 第693号, pp2009-2017, 2013.11
- 4) 中橋芳貴, 高木次郎: 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の桁行方向の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, 第701号, pp1037-1046, 2014.7
- 5) 高木次郎, 北山和宏, 見波 進: 新設開口補強を伴う既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造耐震壁の数値解析モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第663号, pp1015-1024, 2011.5
- 6) 徳広育夫, 平松晃, 阿部浩一: 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造の地震応答, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp1867-1868, 1978.9
- 7) 稲井栄一, 井上芳生, 木股信男, 勅使川原正臣: 壁式鉄筋コンクリート造建築物の地震応答の評価法, 日本建築学会技術報告集, 第24号, pp155-160, 2006.12
- 8) 平石久廣, 本橋博明, 木村匡: 壁式鉄筋コンクリート構造建物の履歴減衰と変形分布に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第577号, pp131-136, 2004.3
- 9) 日本建築学会: 阪神・淡路大震災調査報告, 建築編-2, プレストレスコンクリート造建築物, 鉄骨鉄筋コンクリート造建築物, 壁式構造・組積造, 第1版第1刷, 1998
- 10) 松村孝夫, 石坂功, 他: 兵庫県南部地震により被災した杭基礎の被害調査と破壊メカニズムの検討, 日本建築学会技術報告集, 第8号, pp79-84, 1999.6
- 11) 日本建築防災協会: 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針, 第2版3刷, 2008
- 12) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 第8版2刷, 2010
- 13) 日本建築学会: 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計規準・同解説, 1984
- 14) 壁谷沢寿海他: 鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局強度設計, 第6回コンクリート工学年次講演会論文集, pp769-772, 1984
- 15) 日本建築防災学会: 既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準・同解説, 2001年改訂版7刷, 2001

- 16) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，第2版第1刷，2001.
- 17) 日本道路協会：道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説，2002.
- 18) 日本建築学会：JIS 建築材料規格集・新編 1，1960.
- 19) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能，1981.
- 20) 茶谷文雄：杭の引抜抵抗について，日本建築学会大会学術講演梗概集（九州），
pp1317-1318, 1989. 10
- 21) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計，第1版第1刷，
2006. 2
- 22) SNAP Ver. 6. 0. 1. 3，株式会社構造システム，2016
- 23) SNAP WAVE Ver. 1. 0. 0. 9，株式会社構造システム，2016
- 24) 松崎育弘，福山洋，阿久津好太，木村博：壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造の鉛直接合部に関する実験研究 その2 破壊性状及び変形履歴性状について，日本建築学会大会学術講演梗概集（九州），pp211-212，1989. 10
- 25) 川辺祥一，望月重：水平・鉛直接合部のすべりを考慮した壁式プレキャストパネルの応答解析，日本建築学会構造工学論文集，Vol. 41B，pp511-518，1995. 3
- 26) 梅村魁：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続（中層編），技報堂出版，1982
- 27) 国土交通省建築研究所：改正建築基準法の構造関係規定の技術的背景，ぎょうせい，2001
- 28) 国土交通省住宅局建築指導課ほか，2001 年度限界耐力計算法の計算例とその解説，ぎょうせい，2001
- 29) Per B. Schnabel, John Lysmer, H. Bolton Seed : SHAKE A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, EERC72-12, College of Eng. University of California Berkeley, California, 1972
- 30) 広沢雅也：壁式プレキャスト構造 5 階建建物破壊実験，その1 実験目的と実験概要，日本建築学会大会学術講演梗概種集 pp827-828，1968

付録

付表 1-3 に、第 5 章の SR モデルの地震応答解析による上部構造の解析結果をまとめる。

付表 1 CASE1 の地震応答解析結果

CASE1	最大相対変位		最大層せん断力		最大層せん断力係数		最大転倒モーメント	
		mm		kN				kNm
乱数位相	FL1	20.584	FL2-FL1	-9798.25	FL2-FL1	-0.734	FL2-FL1	-73109
	FL2	43.952	FL3-FL2	6682.98	FL3-FL2	0.633	FL3-FL2	-64062
	FL3	-72.634	FL4-FL3	-7425.28	FL4-FL3	-0.956	FL4-FL3	-49488.7
	FL4	-106.513	FL5-FL4	-7278.7	FL5-FL4	-1.464	FL5-FL4	34101.83
	FL5	-140.659	RL-FL5	6956.84	RL-FL5	3.195	RL-FL5	18087.78
	RL	-174.944						
八戸位相	FL1	-22.938	FL2-FL1	-8934.27	FL2-FL1	-0.669	FL2-FL1	-75452.6
	FL2	-50.371	FL3-FL2	-6801.83	FL3-FL2	-0.644	FL3-FL2	-61456.6
	FL3	-78.416	FL4-FL3	7169.04	FL4-FL3	0.923	FL4-FL3	-48482.8
	FL4	-106.62	FL5-FL4	-7168.17	FL5-FL4	-1.442	FL5-FL4	-31685.3
	FL5	-134.772	RL-FL5	-5071.73	RL-FL5	-2.33	RL-FL5	-13186.5
	RL	-162.79						
神戸位相	FL1	21.037	FL2-FL1	-8780.33	FL2-FL1	-0.657	FL2-FL1	-75142.4
	FL2	45.68	FL3-FL2	7045.65	FL3-FL2	0.667	FL3-FL2	-67252.6
	FL3	73.438	FL4-FL3	7562.71	FL4-FL3	0.974	FL4-FL3	-54501.1
	FL4	102.03	FL5-FL4	-8009.08	FL5-FL4	-1.611	FL5-FL4	-35667.1
	FL5	130.943	RL-FL5	6646.71	RL-FL5	3.053	RL-FL5	17281.44
	RL	159.825						

付表 2 CASE2 の地震応答解析結果

CASE2	最大相対変位		最大層せん断力		最大層せん断力係数		最大転倒モーメント	
		mm		kN				kNm
乱数位相	FL1	22.651	FL2-FL1	10785.78	FL2-FL1	0.808	FL2-FL1	78431.86
	FL2	-166.476	FL3-FL2	8282.04	FL3-FL2	0.784	FL3-FL2	-56523.2
	FL3	-330.242	FL4-FL3	-6684.53	FL4-FL3	-0.861	FL4-FL3	-37977.5
	FL4	-493.964	FL5-FL4	-5233.64	FL5-FL4	-1.053	FL5-FL4	-20725.8
	FL5	-657.451	RL-FL5	3004.53	RL-FL5	1.38	RL-FL5	7811.77
	RL	-820.618						
八戸位相	FL1	19.167	FL2-FL1	9513.46	FL2-FL1	0.712	FL2-FL1	-84859.3
	FL2	-208.978	FL3-FL2	7866.95	FL3-FL2	0.745	FL3-FL2	-64208.4
	FL3	-411.804	FL4-FL3	-6980.06	FL4-FL3	-0.899	FL4-FL3	-46276.7
	FL4	-614.443	FL5-FL4	-6561.04	FL5-FL4	-1.32	FL5-FL4	-29264.1
	FL5	-816.797	RL-FL5	-4844.12	RL-FL5	-2.225	RL-FL5	-12594.7
	RL	-1018.89						
神戸位相	FL1	23.936	FL2-FL1	-10376.7	FL2-FL1	-0.777	FL2-FL1	82700.54
	FL2	-173.475	FL3-FL2	8227.72	FL3-FL2	0.779	FL3-FL2	58440.9
	FL3	-344.9	FL4-FL3	6833.1	FL4-FL3	0.88	FL4-FL3	37609.33
	FL4	-516.481	FL5-FL4	5076.78	FL5-FL4	1.021	FL5-FL4	19844.26
	FL5	-687.958	RL-FL5	-2938.96	RL-FL5	-1.35	RL-FL5	-7641.3
	RL	-859.173						

付表 3 その他の地震応答解析結果

乱数位相	最大相対変位		最大層せん断力		最大層せん断力係数		最大転倒モーメント	
		mm		kN				kNm
限耐法 (CASE2)	FL1	-37.91	FL2-FL1	-9732.96	FL2-FL1	-0.729	FL2-FL1	-76803
	FL2	-141.73	FL3-FL2	7965.23	FL3-FL2	0.754	FL3-FL2	53885.33
	FL3	-274.885	FL4-FL3	6424.77	FL4-FL3	0.827	FL4-FL3	38661.83
	FL4	-408.685	FL5-FL4	5563.2	FL5-FL4	1.119	FL5-FL4	24021.56
	FL5	-542.582	RL-FL5	3993.18	RL-FL5	1.834	RL-FL5	10382.25
	RL	-676.312						
液状化	FL1	-16.587	FL2-FL1	-8874.07	FL2-FL1	-0.664	FL2-FL1	-72179.9
	FL2	-100.714	FL3-FL2	-7413.35	FL3-FL2	-0.702	FL3-FL2	-49921.8
	FL3	-196.557	FL4-FL3	-5862.74	FL4-FL3	-0.755	FL4-FL3	32722.02
	FL4	-292.307	FL5-FL4	4770.72	FL5-FL4	0.96	FL5-FL4	19993.32
	FL5	-387.905	RL-FL5	3437.59	RL-FL5	1.579	RL-FL5	8937.75
	RL	-483.243						
開口新設 (CASE1)	FL1	14.786	FL2-FL1	-10429	FL2-FL1	-0.781	FL2-FL1	-65175.9
	FL2	-45.655	FL3-FL2	-7727.72	FL3-FL2	-0.732	FL3-FL2	-56161.3
	FL3	-90.525	FL4-FL3	-6327.21	FL4-FL3	-0.815	FL4-FL3	-44569
	FL4	-137.47	FL5-FL4	-6596.34	FL5-FL4	-1.327	FL5-FL4	-28284
	FL5	-185.01	RL-FL5	5443.14	RL-FL5	2.5	RL-FL5	14152.15
	RL	-232.704						
開口新設 (CASE2)	FL1	21.453	FL2-FL1	9726.48	FL2-FL1	0.728	FL2-FL1	71356.28
	FL2	-209.93	FL3-FL2	7553.03	FL3-FL2	0.715	FL3-FL2	46217.73
	FL3	-418.112	FL4-FL3	5399.75	FL4-FL3	0.695	FL4-FL3	-30913.3
	FL4	-626.354	FL5-FL4	-4439.19	FL5-FL4	-0.893	FL5-FL4	-18142.5
	FL5	-834.468	RL-FL5	-2599.34	RL-FL5	-1.194	RL-FL5	-6758.29
	RL	-1042.34						

謝辞

本研究に際して、多くのご指導やご助言、ご協力を頂きました。感謝を申し上げます。

指導教員の高木先生には多くのご指導を賜り、ゼミや論文執筆を通じて研究だけでなく、私自身も大きく成長することができました。ここに深く感謝の意を表します。

研究室の先輩方、同期、後輩にも多くの刺激をもらいました。同期の大津君、大向君が深夜遅くまで研究に打ち込む姿勢を見て、また須藤君が黙々と解析をしているのを見て、いつも自分を叱咤して研究に取り組んでいました。優秀な先輩方や後輩たちに囲まれて研究を進めることができ、非常に有意義な研究生活でした。皆様、ありがとうございました。

WPCの研究に携わり、多くの知識と経験を得ることができました。3年間継続して本研究に取り組むことができたのは、この研究に魅力を感じ続けていたからだと思います。後輩たちには、是非自分が興味ある研究・課題を見つけて、取り組んでもらいたいです。

最後に、本研究を通して関わった全ての方々への感謝の意と今後のご活躍、ご多幸を心からお祈りしております。

2016年2月3日